

ESTUDO DE UMA GALERIA DE ADUÇÃO ESCAVADA EM ROCHA FUNCIONANDO SOB PRESSÃO. A DECISÃO DO SEU REVESTIMENTO.

DANIEL FERNANDO ROCHA CARDOSO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

Orientador: Professor Doutor José Manuel Pinto Ferreira Lemos
(Professor Catedrático)

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

Conhecimento é Poder
Francis Bacon

AGRADECIMENTOS

Um primeiro agradecimento não poderia deixar de ser para toda a minha maravilhosa família. Refiro-me a uma família incansável no apoio prestado durante todo o meu percurso académico, especialmente nos momentos em que me deparei com barreiras difíceis de ultrapassar, momentos em que as forças eram escassas, mas a força com que todos me contagiavam me dava energia para ultrapassar todas as adversidades. Graças a vocês estou prestes a realizar um dos grandes objectivos da minha vida. Muito obrigado Pai, Mãe, Nelson, Márcia, Vitor e Guilherme, que apesar de muito pequeno, sempre encontrou forma de me dar muita força, mesmo através de um simples sorriso.

À minha namorada Daniela, minha companheira das longas semanas longe da família, que sempre foi o meu braço direito ao longo destes anos e me suportou incansavelmente nesta minha fase de alheamento, auxiliando-me e apoiando-me em tudo o que precisei.

Ao meu orientador, Professor Doutor Ferreira Lemos, cuja colaboração, apoio técnico e humano, orientação e empenho foram inextinguíveis assim como o apoio, incentivo e amizade durante a realização do trabalho. A ter valor, este trabalho deve-o fundamentalmente a ele.

À administração e técnicos da empresa Ferreira Lemos Engenharia, Lda. pela disponibilização de meios humanos e materiais, bem como pela importante colaboração prestada, nomeadamente ao Eng^o António Vaz Tomé, ao Eng.^o Pedro Costa Pereira, Eng.^a Sandra Cardoso, Sr. Serafim e Sr. David Pinto.

Aos meus amigos por toda a ajuda que me deram ao longo destes últimos anos. Um agradecimento especial ao Diogo, meu companheiro de todo o percurso académico e aos seus pais, D. Fatinha e Dr. Adriano, o meu muito obrigado por toda a força que me deram ao longo da vida.

Os agradecimentos nominais têm o inconveniente de não incluírem todos os que colaboram, sob o risco de tornarem este elemento numa longa e fastidiosa lista. Se estes agradecimentos omitiram alguém, trata-se apenas um lapso no papel, o autor tem bem presente o apoio e as valiosas contribuições de todos vós.

RESUMO

Este trabalho aborda uma questão muito frequente na actualidade relacionada com as grandes aduções hidráulicas escavadas em rocha a funcionar sob pressão.

Geralmente, quando se considera a execução de uma galeria de adução, ao projectista é imposta uma dada linha piezométrica a conseguir, isto é, são impostas as perdas de carga máximas para um dado caudal a transportar na adutora do sistema.

Um dos principais objectivos deste trabalho consiste em considerar as várias hipóteses com que se depara o projectista de uma obra deste tipo, esclarecendo e clarificando os aspectos directamente relacionados com as decisões a tomar.

Serão abordados os aspectos relacionados com as várias opções de construção e acabamento assim como as suas implicações nas condições do escoamento, mais concretamente com a perda de carga.

PALAVRAS-CHAVE: Galeria, Revestimento, Perda de Carga, Índice de Escavabilidade do Maciço Rochoso, Tuneladora.

ABSTRACT

This work is an approach to a very common question related to big hydraulic adductions dug out on rock operating under pression.

Generally, when the planner takes into account the execution of an adduction gallery, he has to consider the piezometric line to follow up. This means that the maximum payloads must be considered when carrying the stream on the adduction system.

One of the main purposes of this work consist of considering the various assumptions that the planner must confront when dealing with this work, clarifying the points of view related to the upcoming decisions.

The main issues considered are the decisions concerning construction and finishing up. It should also de considered the implications of these factors on drainage, especially the load loss.

KEYWORDS: Gallery, Coating, load loss, solid rock dug up indicator, tunnelling.

Índice Geral

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
INTRODUÇÃO	1
ESCOAMENTOS SOB PRESSÃO. PRINCIPAIS ASPECTOS NA DETERMINAÇÃO DAS PERDAS DE CARGA OU ENERGIA CONTÍNUAS	3
2.1. CONSIDERAÇÕES DE BASE	3
2.2. PERDAS DE CARGA OU DE ENERGIA EM REGIME TURBULENTO E MOVIMENTO UNIFORME	4
2.2.1. FÓRMULAS MODERNAS DE RESISTÊNCIA	4
2.2.2. ESCOAMENTOS SOB PRESSÃO EM CONDUTAS DE SECÇÃO CIRCULAR.....	5
2.2.3. COMENTÁRIO FINAL.....	7
2.3. LEIS EMPÍRICAS PARA O REGIME TURBULENTO.....	7
2.4. ANÁLISE DA RUGOSIDADE.....	8
2.5. ANÁLISE DA COMPATIBILIDADE ENTRE AS FÓRMULAS “ANTIGAS” E “MODERNAS”.....	12
2.6. PIEZOMETRIA.....	12
2.6.1. INTRODUÇÃO.....	12
2.6.2. PIEZÓMETROS.....	13
2.6.3. PIEZOMETRIA EM GALERIAS DE ADUÇÃO ESCAVADAS EM ROCHA.....	14
PROJECTO DE ENGENHARIA EM GALERIAS	17
3.1. GENERALIDADES.....	17
3.2. FASES DO PROJECTO.....	19
3.2.1. ESTUDO PRÉVIO	19
3.2.2. PROJECTO BASE.....	20
3.2.3. PROJECTO DE EXECUÇÃO	21
3.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	22
CRITÉRIOS DE ESCAVABILIDADE	25
4.1. NOTA PRÉVIA.....	25
4.2. MÉTODO DE FRANKLIN ET AL.....	26
4.3. MÉTODO DE KIRSTEN.....	27
4.4. CRITÉRIOS DE ESCAVABILIDADE TENDO EM CONTA USO DAS TUNELADORAS: ÚLTIMOS ÍNDICES SOBRE A ESCAVABILIDADE EM TÚNEIS.....	28
4.5. ÍNDICE DE ESCAVABILIDADE DO MACIÇO ROCHOSO.....	31
4.5.1. BASE DE DADOS	31
4.5.2. SELECÇÃO DOS PARÂMETROS QUE ÍNTEGRAM O RME.....	31
4.5.3. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS QUE ÍNTEGRAM O RME.....	33
4.5.4. CORRELAÇÃO ENTRE ARA E RME.....	33
4.5.5. CORRELAÇÃO DO RME COM ALGUNS PARÂMETROS SIGNIFICATIVOS.....	35
4.5.5.1. Energia específica de escavação:.....	36
4.5.5.2. Velocidade de Penetração (PR)	37

4.5.5.3. Impulso por cortador e por aplicação na cabeça de corte.....	37
4.5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	39
TECNOLOGIAS DE ESCAVAÇÃO.....	41
5.1. <i>NOTA PRÉVIA</i>	41
5.2. <i>CONDICIONANTES NA ESCOLHA DA TECNOLOGIA DE CONSTRUÇÃO</i>	41
5.3. <i>ESCAVAÇÃO COM RECURSO A EXPLOSIVOS</i>	42
5.4. <i>ESCAVAÇÃO MECÂNICA</i>	43
5.5. <i>COMENTÁRIO FINAL</i>	45
TUNELADORAS.....	47
6.1. <i>CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS</i>	47
6.2. <i>TIPOS DE TUNELADORAS</i>	48
6.2.1. TUNELADORA DE ROCHA DURA - TBM.....	48
6.2.1.1. TBM de Escudo Simples	48
6.2.1.2. TBM de Duplo Escudo	50
6.2.2. TUNELADORA PARA SOLOS - EPB	51
6.2.3. TUNELADORA DE ESCUDOS DE ÁGUA E ARGILA.....	53
6.3. <i>CONSIDERAÇÕES FINAIS</i>	54
CONSIDERAÇÕES E CONCLUSÕES SOBRE O REVESTIMENTO DA GALERIA	55
ESTUDO DE CASO: GALERIA DA CONDUTA SUB-HORIZONTAL DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DE CATIVELOS.....	63
8.1. <i>DESCRIÇÃO GERAL DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO</i>	63
8.2. <i>GALERIA DE ADUÇÃO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DE CATIVELOS</i>	65
8.3. <i>ESCOLHA DA METODOLOGIA ÓPTIMA PARA CONSTRUÇÃO DA GALERIA - ÍNDICE DE ESCAVABILIDADE DO MACIÇO ROCHOSO – RME</i>	66
8.3.1. VALORES QUE INTEGRAM O RME	66
8.3.2. CÁLCULO DO RME	67
8.3.2.1. Cálculo do RME para a zona geológica ZG1	67
8.3.2.2. Cálculo do RME para a zona geológica ZG2.....	67
8.3.3. CONCLUSÃO	68
8.3.4. ESTIMATIVA DA VELOCIDADE MÉDIA DE AVANÇO – ARA.....	68
8.4. <i>VERIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DO ESCOAMENTO</i>	70
8.5. <i>DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA GALERIA SEM REVESTIMENTO</i>	71
8.5.1. ABORDAGEM PRÉVIA: DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DA GALERIA COM RECURSO A GRÁFICOS.....	71
8.5.2. VERIFICAÇÃO ANALÍTICA DO RESULTADO OBTIDO PELO MÉTODO GRÁFICO	72
8.5.2.1. Hipótese 1: Utilização de uma TBM com 4 metros de diâmetro	72
8.5.3.2. Hipótese 2: Utilização de uma TBM com 4.2 metros de diâmetro	73
8.5.4.3. Hipótese 3: Utilização de uma TBM com diâmetro igual a 4.5 metros	73
8.5.5.4. Hipótese 4: Utilização de uma TBM com diâmetro igual a 4.6 metros	74
8.5.6. CONCLUSÃO: RESUMO DAS PERDAS DE CARGA PARA AS DIFERENTES HIPÓTESES	75
8.5.7. MUITO BREVE ABORDAGEM DE CUSTOS ENVOLVIDOS	75

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Diagrama Universal.....	6
Figura 2.2 – Variação de k/h em função da concentração e da disposição de elementos de rugosidade de diferentes formas.....	10
Figura 2.3 – Representação esquemática da linha de energia e da linha piezométrica de um escoamento permanente e uniforme em pressão.....	13
Figura 2.4 – Tubos Piezométricos: a) vertical; b) inclinado	14
Figura 2.5 – Sistema de medição da piezometria em galerias de adução.	15
Figura 4.1 – Classificação da escavabilidade de maciços rochosos, segundo FRANKLIN et al.	27
Figura 4.2. – Velocidade de avanço para três túneis construídos com tuneladora em função de Q_{TBM}	30
Figura 4.3 – Tempo de autoestabilidade da escavação em função de RMR e da máxima distância sem sustimento	33
Figura 4.4 – Correlação entre ARA (m/dia) e RME.....	34
Figura 4.5 – Correlação entre ARA (m/dia) e RME para distintos diâmetros de escavação.....	35
Figura 4.6 – Correlação entre o RME e a Energia Específica.	36
Figura 4.7 – Correlação entre o RME e a Velocidade de penetração	37
Figura 4.8 – Correlação entre o RME e o Momento (T) aplicado na cabeça de corte.	38
Figura 4.9 – Correlação entre o RME e o impulso por cortador aplicado na cabeça de corte.	38
Figura 5.1 – Roçadora de braço.....	43
Figura 5.2 – Roçadora de braço.....	44
Figura 5.3 – Martelo Hidráulico	44
Figura 5.4 – Martelo Hidráulico	45
Figura 6.1 – Esquema de uma tuneladora TBM de Escudo Simples	48
Figura 6.2 – TBM de Escudo Simples com diâmetro = 3.065 m	49
Figura 6.3 – TBM de Escudo Simples (aspecto interior)	49
Figura 6.4 – Esquema de uma tuneladora TBM de Duplo Escudo.....	50
Figura 6.5 – TBM de Duplo Escudo com diâmetro = 3.370 m	50
Figura 6.6 – TBM de Duplo Escudo com diâmetro = 5.180 m	51
Figura 6.7 – Esquema de uma tuneladora EPB.....	52
Figura 6.8 – Tuneladora EPB com diâmetro = 6.541 m.....	53

Figura 6.9 – Tuneladora EPB com diâmetro = 6.600 m	53
Figura 7.1 – Relação entre os diâmetros e a rugosidade das paredes em contacto com o escoamento de uma galeria de adução, para a mesma perda de carga.....	57
Figura 7.2 – Relação entre os diâmetros e a rugosidade das paredes em contacto com o escoamento de uma galeria de adução, para a mesma perda de carga.....	58
Figura 7.3 – Relação entre os entre K (MANNING-STRICKLER) e a rugosidade absoluta, k, de acordo com o diâmetro	61
Figura 7.4 – Relação entre K (MANNING-STRICKLER) e a rugosidade absoluta, k para valores correntes, de acordo com o diâmetro.....	62
Figura 8.2 – Cálculo de D_2 com recurso a elementos gráficos.	72

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Etapas de projecto em obras públicas	18
Quadro 4.1 – Critérios de escavabilidade e parâmetros mecânicos associados	26
Quadro 4.2 – Facilidade de desmonte de acordo com índice N, KIRSTEN (1982).....	28
Quadro 4.3 – Critérios de Avaliação dos Parâmetros que Definem o RME	32
Quadro 4.4 – Valores de K_D	35
Quadro 8.1 – Características do Aproveitamento Hidroeléctrico de Cativelos	65
Quadro 8.2 – Classificação de cada parâmetro para cálculo do RME (ZG1).....	67
Quadro 8.3 – Classificação de cada parâmetro para cálculo do RME (ZG2).....	67
Quadro 8.4 – Factor de Correção - K_D	68
Quadro 8.5 – Valores da ARA (m/dia) para ZG1 e para ZG2	69
Quadro 8.6 – Perda de Carga para as várias hipóteses estudadas	75
Quadro 8.7 – Custos construção da galeria com ou sem revestimento	76

INTRODUÇÃO

O presente trabalho insere-se no Âmbito do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, opção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente, ministrada pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. O tema deste trabalho foi proposto pelo orientador – Professor Doutor José Manuel Pinto Ferreira Lemos, Professor Catedrático da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Em sistemas adutores, as galerias escavadas em rocha funcionando sob pressão podem ser uma solução interessante do ponto de vista hidráulico e económico em zonas em que o maciço rochoso oferece boas condições para este tipo de soluções. Cada vez mais, na abertura das galerias são utilizados meios mecânicos, que possibilitam o desenvolvimento da galeria em plena secção, em perfil circular, utilizando tuneladoras.

As galerias construídas com o objectivo de serem utilizadas em aduções hidráulicas carecem de um estudo onde se equacionam as possibilidades de utilização dos métodos mecânicos evitando a utilização de um revestimento que, muitas das vezes nestas obras, apenas é utilizado com a finalidade de reduzir a rugosidade das paredes em contacto do escoamento e de utilização do método tradicional de desmorte a fogo.

Geralmente, quando se considera a execução de uma galeria de adução, ao projectista é imposta uma dada linha piezométrica a conseguir, isto é, são impostas as perdas de carga máximas para um dado caudal a transportar.

Um dos principais objectivos deste trabalho consiste em considerar as várias hipóteses com que se depara o projectista de uma obra deste tipo, esclarecendo e clarificando os aspectos directamente relacionados com as decisões a tomar.

O projectista deve decidir se é conveniente escavar a galeria pelo processo tradicional de desmorte a fogo, revestindo depois a galeria com betão cofrado para permitir obter uma secção transversal com um dado acabamento superficial e um dado diâmetro ou, por outro lado, escavar a galeria aplicando a tecnologia das tuneladoras, aumentando ligeiramente o diâmetro (se necessário) por forma a permitir que o escoamento se processe directamente em contacto com a superfície bruta de escavação.

Para comparar estas diferentes soluções é imprescindível a ponderação das várias questões relacionadas com os aspectos técnico-económicos de cada processo de execução e com o funcionamento hidráulico de cada solução.

No que diz respeito aos aspectos técnico-económicos, é impossível obter uma conclusão válida para todos os casos devido à quantidade de factores em jogo. No entanto, de acordo com a conjuntura

concorrencial da tecnologia das tuneladoras verificada na actualidade, em muitos casos há vantagens na utilização desta tecnologia comparativamente com outras técnicas.

A monitorização e o controlo da perda de carga na galeria é fundamental neste tipo de obra, como atrás foi referido. É assim necessário verificar que a perda de carga é equivalente nas duas soluções, pelo que a rugosidade dos paramentos rochosos obtidos por utilização das tuneladoras (e não revestidos) deverá permanecer entre limites bem definidos e justificados técnica e teoricamente.

No capítulo 2 serão abordados os Escoamentos sob Pressão, mais concretamente no que concerne aos principais aspectos na determinação das perdas de carga contínuas dando-se mais ênfase aos escoamentos que se processam no regime turbulento rugoso, por se tratar do regime no qual se processa normalmente o escoamento em galerias de adução escavadas em rocha.

No capítulo 3 são tratados alguns aspectos relacionados com Projectos de Engenharia em Galerias. São descritos os procedimentos adequados a ter em conta na elaboração do projecto de uma obra desta natureza, fazendo-se ainda uma breve descrição das etapas de projecto com maior importância

No capítulo 4 trata-se dos Critérios de Escavabilidade do maciço rochoso. Descreve-se de forma sucinta os métodos clássicos como o Método de FRANKLIN et al. Faz-se uma descrição mais exaustiva do Índice de Escavabilidade do Maciço Rochoso – RME.

No capítulo 5 são descritas as diferentes Tecnologias de Escavação: a escavação com recurso a explosivos até às tecnologias de construção mecânica com a utilização de diversos equipamentos tais como as roçadoras, os martelos hidráulicos e as tuneladoras. São também abordadas as condicionantes existentes na escolha da tecnologia de construção para a construção de uma dada galeria.

Neste trabalho procurou-se dar maior ênfase à tecnologia das tuneladoras. O capítulo 6 descreve a tecnologia das Tuneladoras, referindo os vários tipos de tuneladoras existentes.

O capítulo 7 é intitulado por Considerações e Conclusões sobre o revestimento da galeria. Como o próprio título sugere, neste capítulo são relacionados os diâmetros da galeria com o seu acabamento, com ou sem revestimento tendo em conta a restrição imposta por uma dada perda de carga máxima. São propostos pelo autor alguns ábacos inéditos para facilitar a decisão do projectista quando confrontado com um projecto desta natureza.

No capítulo 8, é apresentado um Caso de Estudo relativo ao Aproveitamento Hidroeléctrico de Cativeiros.

2

ESCOAMENTOS SOB PRESSÃO. PRINCIPAIS ASPECTOS NA DETERMINAÇÃO DAS PERDAS DE CARGA OU ENERGIA CONTÍNUAS

2.1. CONSIDERAÇÕES DE BASE

A questão fundamental para analisar o escoamento abordado neste trabalho é a determinação da perda de energia ao longo da galeria de adução em estudo (galeria de adução escavada em rocha). Os escoamentos podem processar-se sob pressão ou com superfície livre, no entanto, tratar-se-á esta questão considerando o escoamento interior sob pressão suposto em movimento permanente e uniforme. Como podemos constatar pelo tema do presente trabalho, apenas se apresentarão as condições particulares envolvidas no caso em estudo – escoamentos em regime turbulento rugoso numa galeria de adução de secção circular.

A dissipação de energia, correntemente também designada por perda de energia ou perda de carga nos escoamentos sob pressão, ao longo de um determinado troço de uma conduta pode ser analisada segundo duas grandes componentes: uma parcela correspondente à perda de carga contínua (energia dissipada contínua e uniformemente ao longo da conduta) devida ao movimento uniforme e uma outra parcela correspondente a perdas de carga que ocorrem devido a singularidades existentes na conduta capazes de alterar bruscamente as condições do escoamento num trecho de curta extensão da conduta.

$$\Delta H = \Delta H_c + \sum_{i=1}^n \Delta H_n \quad (2.1.)$$

Em que:

- ΔH_c é a parcela correspondente à perda de carga contínua;
- ΔH_n é a parcela correspondente à perda de carga localizada na secção i.

A importância da consideração das perdas de carga localizadas é indiscutível, devido às alterações que podem introduzir no escoamento. No entanto, neste trabalho dar-se-á mais ênfase à contabilização das perdas de carga contínuas. A perda de energia em escoamento uniforme é proporcional ao comprimento do troço de conduta ou do canal envolvido. Assim sendo, podemos definir analiticamente a perda de carga contínua pela seguinte expressão:

$$\Delta H_c = j \cdot L \quad (2.2.)$$

onde:

- j representa a perda de carga ou de energia contínua por unidade de comprimento;
- L é o comprimento da conduta ou canal.

2.2. PERDAS DE CARGA OU DE ENERGIA EM REGIME TURBULENTO E MOVIMENTO UNIFORME

2.2.1. FÓRMULAS MODERNAS DE RESISTÊNCIA

Ao longo dos anos assistiu-se a uma grande evolução nos critérios de avaliação da perda de carga unitária – j . Actualmente, existe uma expressão capaz de calcular este parâmetro, aceite como fórmula geral de resistência do movimento uniforme de fluidos incompressíveis em escoamentos interiores:

$$j = \frac{\lambda}{4R} \cdot \frac{U^2}{2g} \quad (2.3.)$$

Em que:

- λ é um parâmetro adimensional designado por coeficiente de perda de carga ou de energia, ou ainda, por coeficiente de resistência;
- U é a velocidade média do escoamento (m/s);
- R é o raio hidráulico, definido pelo quociente entre a área da secção transversal do escoamento, S (m²), e o perímetro molhado, χ (m);
- g é a aceleração da gravidade (m/s²).

O coeficiente de resistência é função dos números de REYNOLDS ($Re = 4UR/\nu$) e de FROUDE ($Fr = U^2/2gR$) do respectivo escoamento e de um conjunto de grandezas relacionando os parâmetros caracterizadores da rugosidade das paredes com a respectiva secção transversal (normalmente 4 vezes o raio hidráulico – $4R$); estes parâmetros caracterizam a forma e a distribuição das irregularidades do lado interior das paredes da conduta em contacto com o líquido nela transportado.

$$\lambda = \lambda \left(Fr, Re, \frac{k_1}{4R}, \frac{k_2}{4R}, \dots, \frac{k_n}{4R} \right) \quad (2.4.)$$

No caso de escoamentos sob pressão e de escoamentos em condutas de secção circulares, como na situação em estudo neste trabalho, as expressões (2.3) e (2.4) adquirem aspectos diferentes menos complexos. Importa no entanto salientar que, mesmo nas situações de escoamentos em superfície livre, a expressão que permite obter o coeficiente de resistência (expressão (2.4)) pode, em muitas situações, ser simplificada.

Quando se trata de escoamentos sob pressão, a influência do número de FROUDE é desprezável e, quando a secção da conduta é circular, o parâmetro geométrico $4R$ coincide com o diâmetro da secção. Desta forma a equação (2.3) é simplificada, obtendo-se a expressão conhecida como fórmula de DARCY-WEISBACH:

$$j = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \quad (2.5.)$$

em que:

$$\lambda = \lambda \left(\text{Re}, \frac{k_1}{D}, \frac{k_2}{D}, \dots, \frac{k_n}{D} \right) \quad (2.6.)$$

Valendo o número de REYNOLDS:

$$\text{Re} = \frac{UD}{\nu} \quad (2.7.)$$

As conhecidas experiências de NIKURADSE validaram a hipótese de que os parâmetros relacionados com a rugosidade fossem traduzidos por um só parâmetro, considerando uma rugosidade do tipo homogênea. A expressão (2.6) é simplificada e toma a seguinte forma, referida em diversa bibliografia:

$$\lambda = \lambda \left(\text{Re}, \frac{k}{D} \right) \quad (2.8.)$$

em que:

- k é denominado como rugosidade absoluta e tem as dimensões de um comprimento (m);
- $\frac{k}{D}$ é denominado por rugosidade relativa e é um parâmetro adimensional.

Fruto de vários estudos que foram desenvolvidos ao longo do tempo, foram conseguidas várias expressões com a capacidade de precisar a função que deverá traduzir o coeficiente de resistência. Na próxima secção deste trabalho serão apresentadas aquelas que possuem interesse no âmbito em apreço.

2.2.2. ESCOAMENTOS SOB PRESSÃO EM CONDUTAS DE SECÇÃO CIRCULAR

A rugosidade das superfícies da conduta em contacto com o líquido está inteiramente relacionada com a natureza dos escoamentos turbulentos. Geralmente são distinguidos três regimes de escoamentos turbulentos:

- Regime turbulento hidraulicamente liso, em que o parâmetro λ apenas é função do número de REYNOLDS ($\lambda = \lambda(\text{Re})$);
- Regime turbulento de transição, onde o coeficiente de resistência é função do número de REYNOLDS e de parâmetros de rugosidade ($\lambda = \lambda(\text{Re}; \text{"parâmetros de rugosidade"})$);
- Regime turbulento hidraulicamente rugoso, sendo λ apenas função de parâmetros de rugosidade ($\lambda = \lambda(\text{"parâmetros de rugosidade"})$).

As experiências realizadas por NIKURADSE em 1932 e 1933, sob a direcção de PRANDTL e VON KÁRMÁN, orientadas para a determinação das perdas de carga em tubos com rugosidade artificial uniforme (criada por colagem de grãos de areia sensivelmente esféricos, de diâmetro ε , justapostos), permitem verificar a possibilidade da ocorrência dos diferentes regimes acima referenciados num mesmo tubo, de acordo com a ordem de grandeza do número de REYNOLDS.

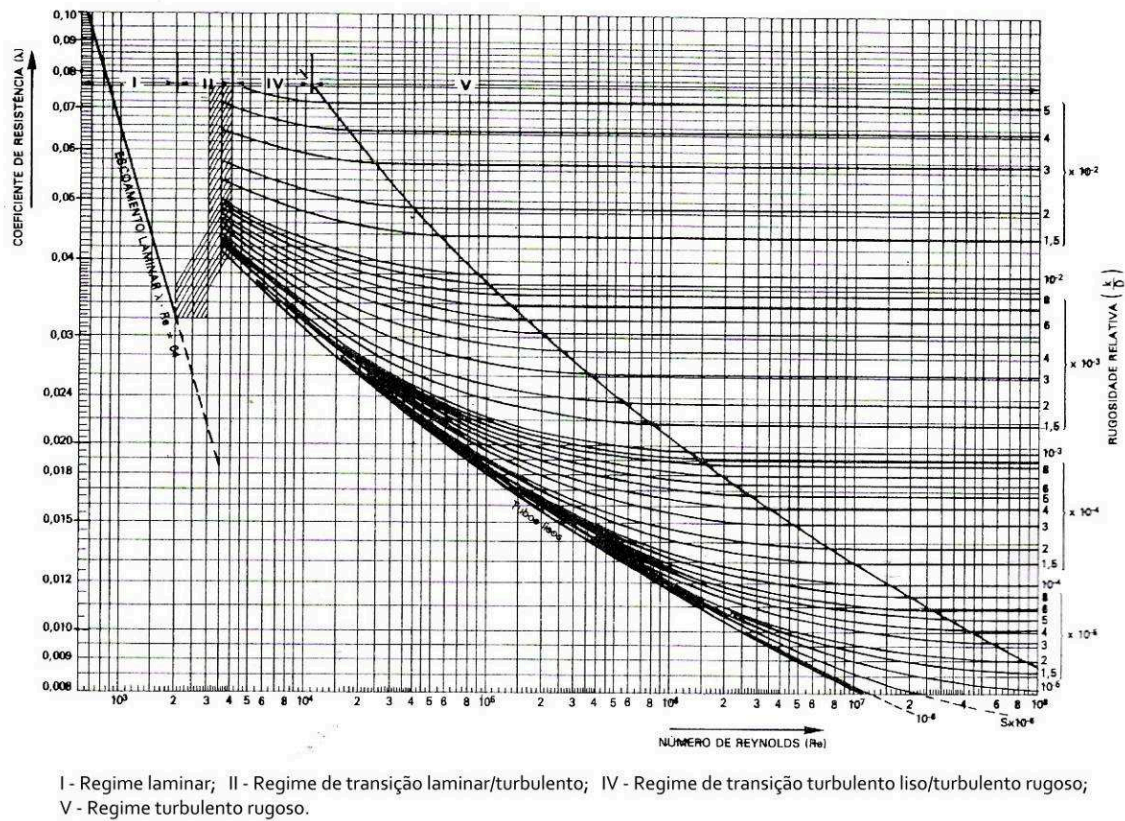


Figura 2.1 – Diagrama Universal

Apoiados nos trabalhos experimentais referidos, baseados em procedimentos teóricos, PRANDTL e VON KÁRMÁN deduziram a seguinte expressão, válida para o regime hidraulicamente liso, conhecida pela fórmula de PRANDTL-VON KÁRMÁN:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log(\text{Re} \sqrt{\lambda}) - 0,8 \quad (2.9.)$$

Ou, sob uma outra forma equivalente:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \quad (2.10.)$$

Uma expressão homóloga foi proposta para o regime turbulento hidraulicamente rugoso, sendo designada por muitos autores como fórmula de NIKURADSE:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \frac{D}{k} + 1,14 \quad (2.11.)$$

Esta relação é equivalente a:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k/D}{3,7} \quad (2.12.)$$

Entre os dois regimes de escoamento acima referenciados, situa-se o regime de transição, como já se referiu neste capítulo, que foi detectado pelas experiências de NIKURADSE. PRANDTL, recorrendo a representações gráficas das funções que representam os regimes hidraulicamente liso e hidraulicamente rugoso, propôs um ajuste que se aproximaria assintoticamente das representações referidas.

Posteriormente realizaram-se diversos estudos em que, utilizando condutas comerciais caracterizadas por rugosidades naturais e heterogêneas, não se observaram diferenças relevantes para o caso dos regimes turbulentos hidraulicamente liso e hidraulicamente rugoso comparativamente com os resultados das expressões estabelecidas para rugosidades uniformes, não se passando todavia o mesmo para o dito regime de transição.

O regime de transição foi alvo de um estudo detalhado por COLEBROOK, em 1939, em colaboração com WHITE, apoiados em considerações teóricas e em experiências desenvolvidas com tubos de natureza diversa (betão, ferro fundido e outros materiais); foi estabelecida uma lei única, válida para todos os domínios dos escoamentos turbulentos, habitualmente designada por fórmula de COLEBROOK-WHITE:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \quad (2.14)$$

Na expressão (2.14), k representa a rugosidade absoluta equivalente ao efeito conjunto das características das asperezas de vários tipos e dimensões que se encontram na parede de um tubo comercial ($k \cong \varepsilon / D$).

2.2.3. COMENTÁRIO FINAL

Geralmente os escoamentos em condutas adutoras que se processam em contacto com superfícies rugosas e, particularmente, nos que ocorrem em contacto com superfícies escavadas em rocha com ou sem revestimento (como é o caso deste trabalho) processam-se com velocidades elevadas, como tal o escoamento ocorre em regime turbulento rugoso na grande maioria dos casos.

2.3. LEIS EMPÍRICAS PARA O REGIME TURBULENTO

Como já se referiu, a perda de carga por unidade de comprimento nos escoamentos em regime turbulento rugoso estabelecidos no interior de uma dada conduta, é proporcional ao quadrado da velocidade média do escoamento.

Com o objectivo de traduzir as leis de resistência para os escoamentos turbulentos rugosos no interior dos tubos, estabeleceram-se várias fórmulas empíricas, que são denominadas por alguns autores como “Fórmulas Antigas” de Resistência. De entre as fórmulas empíricas podem referir-se a de CHÉZY (1775) e a de MANNING-STRICKLER ou de GAUCKLER-MANNING-STRICKLER, (1923).

- Fórmula de CHÉZY:

$$U = C \sqrt{RJ} \quad (2.15)$$

em que:

- C é um coeficiente adimensional de CHÉZY, que em face dos escassos resultados experimentais então disponíveis, se supunha constante.

O coeficiente C está relacionado com o coeficiente λ pela expressão (2.16), relação esta obtida através da comparação da equação (2.15) com a expressão geral de resistência (2.3).

$$\frac{1}{C^2} = \frac{\lambda}{8g} \quad (2.16)$$

À medida que se foram realizados mais trabalhos experimentais verificou-se que o coeficiente C não era constante e que dependia das características do escoamento (da velocidade, do diâmetro da conduta e até mesmo, implicitamente, da própria perda de carga unitária). Esta sucessiva evolução conduziu ao desenvolvimento de várias fórmulas empíricas, em que os respectivos autores procuravam quantificar o parâmetro C em função das características do escoamento acima mencionadas. Estas fórmulas podem ser facilmente encontradas em bibliografia da especialidade.

Apesar de serem de rápida e cómoda aplicação, interessa no entanto referir duas grandes limitações associadas ao uso das fórmulas empíricas: sendo normalmente baseadas em resultados experimentais, só poderão ser aplicadas a uma gama de diâmetros, velocidades, natureza e rugosidades abrangidas pelos ensaios experimentais, não sendo legítima a extrapolação destes valores para outros domínios e, por outro lado, é necessário conhecer o sistema de unidades em que se apresentam, visto não se tratarem de expressões dimensionalmente homogêneas.

Refere-se agora a fórmula de MANNING-STRICKLER:

$$U = KR^{\frac{2}{3}}J^{\frac{1}{2}} \quad (2.17)$$

em que:

- K é um coeficiente que depende da rugosidade das paredes e que toma valores tanto mais elevados quanto mais lisas se apresentarem essas paredes.

A fórmula de MANNING-STRICKLER é consagrada devido à sua vasta utilização, podendo ser aplicada a escoamentos sob pressão e a escoamentos com superfície livre, sendo admissível que a experiência que tem sido adquirida pela sua aplicação possa constituir uma base de comparação de interesse com as fórmulas modernas de resistência anteriormente referidas.

Embora a fórmula de MANNING-STRICKLER – (2.17), tal como a maioria das fórmulas empíricas, se trate de uma expressão dimensionalmente não homogênea, a sua aplicação dentro da gama de valores para a qual foi estabelecida pode ter bastante interesse. Esta fórmula está muito difundida entre os projectistas, devido à facilidade e comodidade da sua aplicação, juntamente com os resultados satisfatórios que são obtidos. Consequência da sua vasta utilização, foi acumulada ao longo dos tempos bastante informação com muito interesse para a selecção dos coeficientes de rugosidade a atribuir a uma dada superfície em particular. Além disto repete-se que, apesar das limitações já referidas, os resultados obtidos pela sua aplicação podem constituir uma base de comparação de interesse com as fórmulas modernas de resistência.

2.4. ANÁLISE DA RUGOSIDADE

A influência da rugosidade das superfícies em contacto com o líquido nos escoamentos turbulentos nas características do escoamento, especialmente nas perdas de carga, conduz à necessidade de caracterizar e estudar muito bem este factor.

A influência é causada pela configuração do relevo apresentado pelas superfícies da parede, dependendo da geometria e da distribuição do conjunto de protuberâncias elementares que o

compõem, ou seja, os parâmetros de rugosidade. A caracterização da altura das referidas protuberâncias, ou da altura média das mesmas no caso de uma rugosidade irregular – k , não será suficiente na maior parte dos casos, sendo necessário também caracterizar outros factores como a forma de repartição superficial das protuberâncias em questão.

Facilmente é perceptível a dificuldade na caracterização completa da rugosidade de superfícies naturais, como o caso das superfícies escavadas em rocha, devido à heterogeneidade da natureza dos parâmetros mencionados.

Experimentalmente, tem-se procurado estudar separadamente a influência destas possíveis variáveis recorrendo a rugosidades artificiais de características mais simples. As rugosidades artificiais correspondem à disposição de protuberâncias constituídas por elementos de rugosidade discretos, como cubos, cones, esferas, etc. mais ou menos dispersos sobre uma superfície lisa. Para determinar a influência dos diversos parâmetros de rugosidade nas características do escoamento, têm sido estudados os efeitos de variação da forma, das dimensões, do espaçamento e da homogeneidade dos elementos de rugosidade artificiais considerados. Lembram-se aqui as experiências conduzidas por NIKURADSE, pela sua importância no desenvolvimento do estudo da perda de carga em condutas.

Para a generalidade das situações práticas reais, a semelhança física entre a rugosidade dita de NIKURADSE e a rugosidade real é muito reduzida; torna-se então admissível a representação destas superfícies por meio de fronteiras lisas tornadas rugosas com auxílio de elementos de rugosidade descontínuos, com dimensões e espaçamentos aleatórios. Esta hipótese tem conduzido naturalmente a diversas séries de experiências, nas quais se faz variar sistematicamente a dimensão e o espaçamento dos elementos de rugosidades de diversas formas.

Destacam-se neste trabalho alguns estudos experimentais conduzidos por SCHLICHTING. Nestes estudos, cada superfície estudada foi descrita em termos de rugosidade equivalente, quantificando a resistência efectiva ao escoamento em relação à concentração dos elementos de rugosidade considerados. SCHLICHTING traduziu a resistência efectiva pela razão entre a rugosidade equivalente, k , e uma dimensão típica dos referidos elementos, h (altura ou valor médio correspondente no caso de elementos não uniformes). A concentração dos elementos de rugosidade foi caracterizada por SCHLICHTING pela razão entre a soma das projecções das superfícies de montante dos elementos de rugosidade e a área da superfície de suporte onde os mesmos estão implantados, ou seja:

$$\gamma = n \cdot \frac{A}{S} \quad (2.19)$$

Em que:

- n é o número de elementos de rugosidade presentes na superfície de suporte de área S ;
- A é a projecção, sobre um plano perpendicular à direcção do escoamento, da superfície média de montante dos referidos elementos.
- S é a superfície global “de suporte” no sentido do escoamento.

Os gráficos da figura 2.2 traduzem os resultados deste estudo experimental onde estão também incluídos os resultados obtidos já nos anos sessenta do século XX por KOLOSEUS e DAVIDIAN para elementos cúbicos dispostos segundo linhas a 45° com a direcção do escoamento e ainda os resultados obtidos por O’LOUGHLIN e MAC DONALD quer para elementos cúbicos colocados segundo a disposição utilizada por SCHLICHTING ou segundo a mesma disposição rodada de 90°,

quer para grãos de areia naturais dispostos da superfície de suporte segundo distribuições aleatórias de concentração controlada.

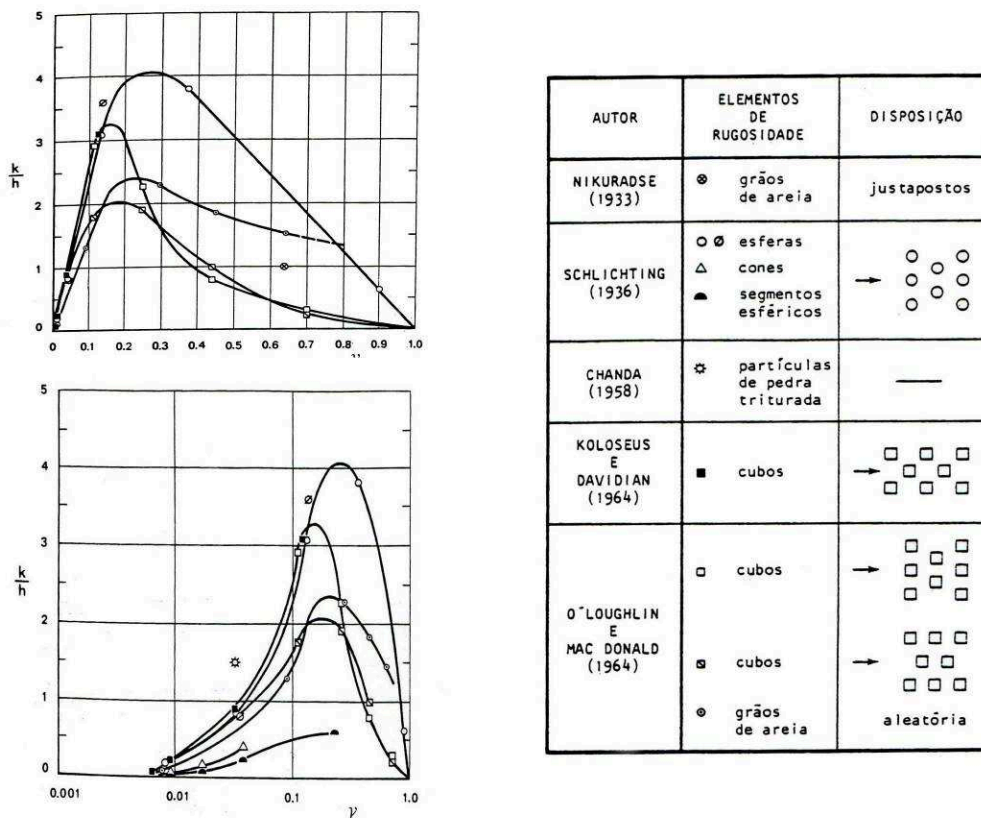


Figura 2.2 – Variação de k/h em função da concentração e da disposição de elementos de rugosidade de diferentes formas.

Analisando as curvas da figura 2.2 podem tirar-se algumas conclusões interessantes. Para concentrações reduzidas a resistência ao escoamento é directamente proporcional à concentração dos elementos de rugosidade, qualquer que seja a respectiva forma. A resistência ao escoamento estabelece-se para uma gama de concentrações compreendida entre 15% a 25%, dependendo da forma dos elementos de rugosidade considerados. Já para concentrações mais elevadas a resistência ao escoamento diminui, provavelmente porque o aumento da proximidade dos elementos de rugosidade dá origem a interferências dos seus efeitos, tornando-se cada elemento individualmente menos eficiente. A configuração dos ramos descendentes das curvas representadas dependerá das condições de escoamento que possam vir a ser estabelecidas. De acordo com a descrição apresentada por MORRIS, tais condições serão função da importância dos referidos efeitos de interferência e, no limite, da possibilidade de ocorrência do fenómeno designado por escoamento de afloramento (“skimming flow”). As diferenças evidenciadas dependerão, sobretudo, da forma e homogeneidade dos elementos de rugosidade, podendo explicar-se em termos do grau em que uma maior ou menor irregularidade dos parâmetros de rugosidade dificulta ou favorece o desenvolvimento dos efeitos mencionados.

A influência da disposição dos elementos de rugosidade é naturalmente desprezável no caso de reduzidas concentrações (ou para concentrações muito elevadas em que os elementos, praticamente justapostos, se comportam como uma nova superfície em contacto com o escoamento). Para

concentrações intermédias sobressai claramente a influência dos efeitos de interferência dos referidos elementos, que é especialmente pronunciada quando estes se encontram directamente alinhados. Aliás, tendências idênticas têm sido observadas em resultados de ensaios realizados com elementos de rugosidade bidimensionais, como acontece, por exemplo, nos estudos de SAYRE e ALBERTSON com placas rectangulares de chapa metálica.

De um modo geral, verifica-se uma tendência para a resistência ao escoamento (considerando um dado valor de γ) aumentar com a porção da partícula rugosa que interfere com o escoamento. Com efeito, os valores de k/h , que se apresentam muito reduzidos no caso dos segmentos esféricos, aumentam significativamente no caso das esferas, passando por valores intermédios no caso dos cones.

Os elementos de rugosidade mais angulosos tenderão provavelmente a originar valores de k/h ainda mais elevados, como parece ser sugerido pelos ensaios considerando uma rugosidade produzida com partículas de pedra triturada, desenvolvidos por CHANDA.

Idênticos efeitos de agravamento da resistência oferecida ao escoamento estão também aparentes nas concentrações mais elevadas produzida com areia natural, estudadas por O'LOUGHLIN e MAC DONALD. A falta de acordo com o valor unitário k/h , obtida por estes autores para $\gamma = 0.64$, deverá provavelmente ser atribuída a uma maior irregularidade de forma dos grãos de areia utilizados, que irá originar uma superfície relativamente mais rugosa do que a obtida por NIKURADSE. Não se conhecendo a concentração correspondente à rugosidade artificial tipo "grão de areia" utilizada por NIKURADSE, admite-se aceitável considerá-la como equivalente aos valores obtidos por O'LOUGHLIN e MAC DONALD, utilizando processos de aplicação planeados de forma a simular o melhor possível os empregados por aquele investigador. Aliás, indicações no mesmo sentido têm sido obtidas por outros autores. COLEBROOK e WHITE verificaram que a adição de um pequeno número de grãos de areia de maiores dimensões a uma superfície uniformemente coberta com grãos de areia de reduzidas dimensões aumentava a rugosidade equivalente em mais de 50%.

As conclusões tiradas através da análise da figura 2.2, permitem confirmar a existência de um terceiro parâmetro, para além das protuberâncias e da respectiva concentração, que influencia as características de resistência ao escoamento oferecida por uma dada superfície rugosa, sendo necessária a sua completa descrição. Este terceiro parâmetro deverá incluir a combinação do maior ou menor grau de uniformidade existente entre os elementos de rugosidade individuais e o efeito da respectiva forma em si ou angularidade.

MORRIS conseguiu um considerável avanço no sentido da obtenção de uma fórmula de resistência onde a rugosidade aparece caracterizada pelos três parâmetros acima referidos, dividindo o escoamento turbulento em cinco fases e obtendo uma expressão do coeficiente de resistência para cada fase. No entanto, a dificuldade da obtenção do coeficiente λ em função do número de REYNOLDS (dificuldade esta que pode ser atenuada através da consulta de ábacos ou da programação das expressões) e, principalmente, a dificuldade de caracterização correcta da geometria e relevo das paredes em contacto com o escoamento dificultam a aplicação das referidas expressões.

De referir que, devido à sua universalidade, a fórmula de COLEBROOK-WHITE deve ser a expressão mais utilizada. Se se pretender ter em conta os efeitos das dimensões, forma e espaçamento das partículas de rugosidade individuais no coeficiente de resistência, devem-se consultar resultados já obtidos sobre estas matérias de forma a integrar no valor da rugosidade equivalente o efeito combinado dos referidos parâmetros no escoamento.

2.5. ANÁLISE DA COMPATIBILIDADE ENTRE AS FÓRMULAS “ANTIGAS” E “MODERNAS”

Para a generalidade das situações concretas dos escoamentos sob pressão (excepto aqueles em que não se pode caracterizar a rugosidade por um único parâmetro) é aceite a validade da fórmula de COLEBROOK-WHITE; pode verificar-se o maior ou menor rigor de uma fórmula empírica em apreço pela proximidade dos valores que se obtêm em relação aos obtidos pela expressão de COLEBROOK-WHITE.

De um modo geral, os valores obtidos pelas fórmulas empíricas não são exactamente iguais aos valores obtidos pela fórmula de COLEBROOK-WHITE. No entanto verifica-se que os valores obtidos pelas fórmulas empíricas para uma determinada gama do número de REYNOLDS, que varia para cada fórmula “antiga”, coincidem muito aproximadamente com os valores obtidos por aplicação da expressão (2.14). Conclui-se então que para cada fórmula empírica corresponde uma gama de diâmetros, velocidades e rugosidades para as quais se considera válida a expressão, sendo que, fora desta gama, não deve ser aceite a validade da mesma.

Como já se referiu anteriormente, a não homogeneidade das fórmulas empíricas, é também um inconveniente em relação ao uso das mesmas. Assim, as fórmulas “modernas” de resistência apresentam alguma vantagem em relação às fórmulas empíricas, que se podem enumerar em dois aspectos essenciais:

- As fórmulas “modernas” são aplicáveis a todas as situações do regime turbulento, sendo que as fórmulas empíricas apenas são válidas para uma gama de diâmetros, rugosidade e velocidades do escoamento. Isto significa que para cada caso concreto será necessário escolher a fórmula empírica mais adaptada às condições de escoamento.
- As fórmulas “modernas” são homogéneas e os respectivos parâmetros são adimensionais, enquanto que as fórmulas “antigas”, em geral, não são homogéneas, sendo ainda necessário especificar as unidades em que se encontram escritas, a que correspondem os valores dos seus parâmetros.

2.6. PIEZOMETRIA

2.6.1. INTRODUÇÃO

Numa galeria de adução é imprescindível controlar a perda de carga ao longo da mesma, para garantir um correcto funcionamento do aproveitamento, isto é, é necessário conhecer a linha de energia ou linha de carga total da galeria de adução.

A trajectória da água, ou seja, a cota geométrica de cada ponto da galeria de adução é definida em relação a um dado plano horizontal de referência. A linha piezométrica obtêm-se somando à cota geométrica de cada ponto o valor de p/γ definindo-se a cota piezométrica ou carga piezométrica em relação ao plano horizontal de referência pela soma da cota geométrica com o altura piezométrica ($z + p/\gamma$). A linha de energia pode ser obtida somando à cota piezométrica a altura cinética, isto é, a parcela $U^2/(2g)$, cujas cotas em relação ao plano horizontal de referência representam os valores da energia mecânica total por unidade de peso líquido ou de carga total. Estas linhas podem ser representadas graficamente, obtendo-se um gráfico similar ao da figura 2.3.

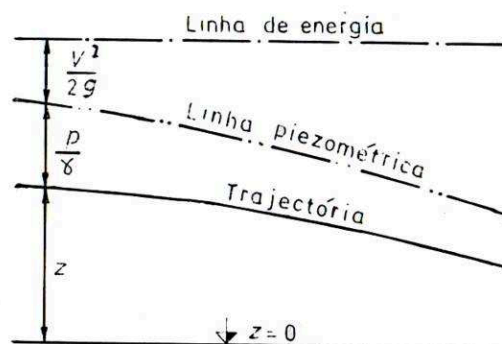


Figura 2.3 – Representação esquemática da linha de energia e da linha piezométrica de um escoamento permanente e uniforme em pressão.

Interessa referir algumas considerações inerentes à análise do gráfico: tratando-se de líquidos perfeitos em movimento permanente, a linha de energia para uma dada trajetória é horizontal, pois a carga total é constante ao longo dessa trajetória. A linha de energia está sempre acima da linha piezométrica, coincidindo com esta quando a velocidade é nula. Adoptando-se uma escala de pressões absolutas, a linha piezométrica nunca pode passar abaixo da trajetória (o mesmo não se verifica quando se considera uma escala de pressões relativas).

Como acima foi referido, para conhecer a linha de energia e consequentemente controlar as perdas de carga, é necessário conhecer a altura piezométrica, em linguagem comum muitas vezes designada por “pressão”. A altura piezométrica num dado ponto da adutora pode ser medida utilizando tubos piezométricos ou piezómetros.

2.6.2. PIEZÓMETROS

A extremidade inferior do tubo é ligada ao orifício piezométrico e a parte superior fica em contacto com a atmosfera. Se o líquido do piezómetro for o mesmo que o líquido transportado na adutora (água) e o tubo piezométrico estiver na vertical, a pressão efectiva no ponto em questão é dada por γh , sendo γ o peso volúmico do líquido e h o desnível entre a superfície livre do líquido do manómetro e a adutora – Figura 2.4.

Para um maior rigor no resultado obtido torna-se necessário expulsar todas as bolhas de ar existentes no interior do tubo piezométrico. Esta operação é mais fácil de executar em tubos de grande diâmetro, mas com a desvantagem de os grandes diâmetros favorecerem a produção de oscilações no nível do líquido, devidas às flutuações de pressão, ao se efectuarem medições de pressão nos escoamentos turbulentos. Para atender simultaneamente a estas características, é prática corrente optar-se por tubos de diâmetro considerável com uma válvula instalada entre o tubo e o orifício piezométrico que se mantém aberta durante a expulsão das bolhas de ar e depois é fechada parcialmente para servir de obstáculo à propagação das flutuações no manómetro.

Quando a altura, h , é muito pequena, recorre-se frequentemente a um tubo piezométrico inclinado de um ângulo α muito inferior a 90° relativamente à horizontal para aumentar a precisão das medidas, considerando um deslocamento vertical, h , em função de um deslocamento, d , medido na escala inclinada, isto é:

$$d = \frac{h}{\sin(\alpha)} \quad (4.1.)$$

Sendo a pressão dada pela seguinte expressão:

$$p = \gamma h = \gamma \cdot d \cdot \sin(\alpha) \quad (4.2.)$$

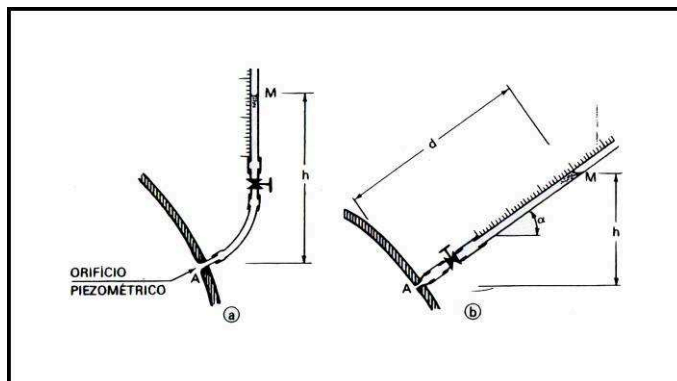


Figura 2.4 – Tubos Piezométricos: a) vertical; b) inclinado

Para medir a diferença de pressões entre dois pontos (A e B), instalam-se dois tubos piezométricos, um em cada ponto. Sendo Δh a diferença de cotas entre as superfícies livres nos dois tubo, obtêm-se:

$$\Delta h = \left(z_A + \frac{p_A}{\gamma} \right) - \left(z_B + \frac{p_B}{\gamma} \right) \quad (4.3.)$$

onde z_A e z_B representam as cotas topográficas dos pontos A e B respectivamente. Considerando as condições anteriores resulta que:

$$p_A - p_B = \gamma \left[\Delta h + (z_B - z_A) \right] \quad (4.4.)$$

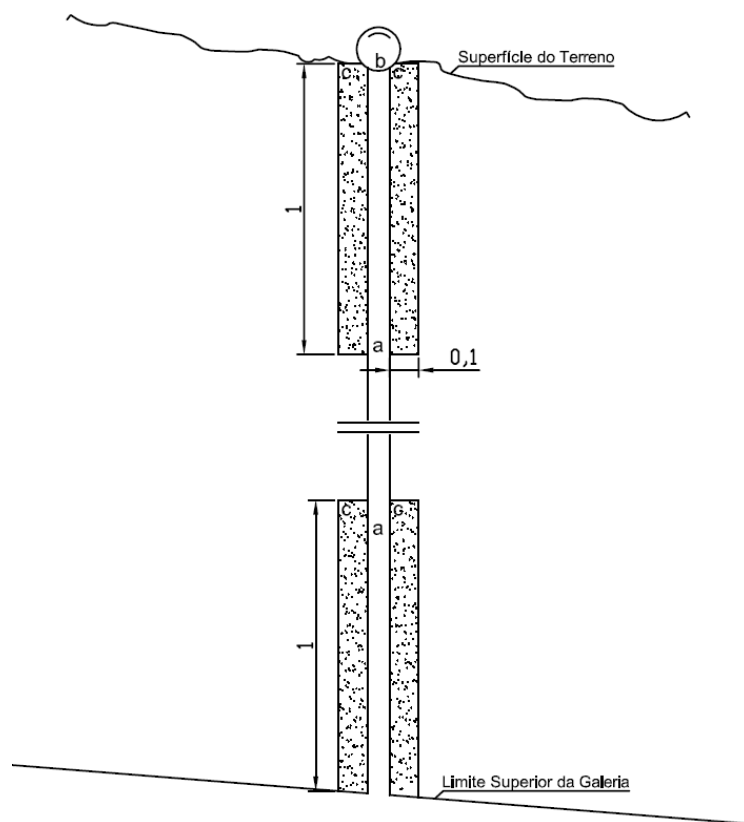
2.6.3. PIEZOMETRIA EM GALERIAS DE ADUÇÃO ESCAVADAS EM ROCHA

Na maioria das galerias de adução existentes em funcionamento, o controle das perdas de carga é realizado com recurso a sistemas de medição como o indicado na figura 2.5.

A experiência adquirida ao longo dos últimos anos através da auscultação deste tipo de obras, tem revelado que este método é o mais vantajoso do ponto de vista da eficiência, precisão e economia.

O sistema é composto por um tubo de PVC com diâmetro de 3 polegadas que é introduzido no solo desde a superfície até à geratriz superior da galeria de adução. Este tubo é cravado no solo com uma camada de betão de uma espessura de aproximadamente 10 cm. Não é corrente cravar-se o tudo de PVC ao longo de toda a sua extensão mas sim apenas 1 m desde a superfície e 1 m desde a geratriz superior da galeria. O betão, além de assegurar que o tubo fica perfeitamente cravado no maciço, tem também a função de garantir a estanqueidade do tubo na zona de contacto do tubo com o escoamento.

À superfície é colocado um aparelho medidor da pressão (manómetro) onde se pode fazer a leitura da altura piezométrica. O manómetro é normalmente protegido contra possíveis danos por uma pequena estrutura metálica ou em betão armado.



Legenda:

- a – Tubo em PVC, com diâmetro de 3 polegadas;
- b – Manómetro;
- c – Camada de Betão

Figura 2.5 – Sistema de medição da piezometria em galerias de adução.

3

PROJECTO DE ENGENHARIA EM GALERIAS

3.1. GENERALIDADES

Um projecto de uma galeria possui inúmeras variantes relacionadas com a sensibilidade ambiental do local, a implantação em si e as ocorrências geológicas. Abordar todos estes assuntos seria uma tarefa exaustiva, fora do âmbito deste trabalho. Assim, decidiu-se abordar apenas os principais aspectos directamente relacionados com a Geotecnia, a ter em conta no projecto.

A construção de um túnel, ou galeria envolve diferentes tipos de concepção e riscos associados de acordo com a finalidade da obra (no caso deste trabalho a finalidade da construção da galeria é a adução hidráulica).

Cada vez mais, um projecto deste tipo terá de ser capaz de incluir e gerir vários aspectos complementares tais como os impactos ambientais associados à construção da galeria, não só os impactos permanentes causados pela implantação da obra, mas também os impactos ambientais temporários resultantes da construção da galeria em si.

Na fase de projecto devem ser ponderados e planeados todos os meios técnicos a serem utilizados para que se cumpram todos os objectivos propostos:

- Atingir os objectivos da construção da galeria (funcionalidade e estabilidade);
- Garantir a segurança da obra na fase de construção e de serviço;
- Executar a obra com o menor custo possível;
- Garantir o cumprimento das condicionantes paisagísticas e ambientais.

As obras deste tipo, onde a geotecnia tem uma importância elevada, têm um grau de incerteza relativamente elevado em comparação com outro tipo de obras de engenharia civil. Esta incerteza faz com que as três fases usuais de projecto – Estudo Prévio, Projecto Base e Projecto de Execução possuam uma importância maior na tomada de decisões de ordem técnica, de viabilidade e na estimativa de prazos e de custos da construção da galeria.

No que diz respeito à legislação referente a obras públicas – Portaria publicada no diário da República, nº53, de 5 de Março de 1986, que permanece em vigor até à data, são definidas todas as obrigações das partes assim como as várias fases de projecto. As fases referidas são: Programa Preliminar, Programa Base, Estudo Prévio, Projecto Base ou Anteprojecto, Projecto de Execução e Assistência Técnica a prestar durante a obra pelo Projectista. Interessa referir que, devido à escassez de informação técnica, nomeadamente em termos de geotecnia, o programa preliminar (da autoria do

Dono de Obra) e o Programa Base (da autoria do Projectista) são dispensados frequentemente das fases activas do projecto.

O quadro 3.1 apresenta de forma sumária, a descrição das fases de projecto, de acordo com a legislação em vigor acima referida.

Nos sub capítulos seguintes será feita uma análise mais detalhada às fases de Estudo Prévio, Projecto Base ou Anteprojecto e Projecto de Execução, por serem os mais relevantes no contexto deste tipo de obras.

Quadro 3.1 – Etapas de projecto em obras públicas

Fase	Observações	Descrição
Programa Preliminar	Fornecido pelo Dono de Obra ao autor do projecto	Documento onde são definidos os objectivos da obra, as características orgânicas e funcionais e os condicionamentos financeiros da obra. Neste documento são definidos os prazos de execução a observar, assim como os custos da obra.
Programa Base	Elaborado pelo Projectista	Documento elaborado a partir do programa preliminar, resultante da particularização deste. Relata a sequência das operações, critérios de dimensionamento, condicionamentos da ocupação do terreno e exigências urbanísticas. Deve conter peças escritas e peças desenhadas para esclarecimento das várias alternativas, viabilidade, tecnologias, custos e prazos. São considerados também os custos de manutenção e conservação, a necessidade de elementos topográficos, hidrológicos ou outros. Devem ser indicados todos os estudos e/ou ensaios a efectuar.
Estudo Prévio	Elaborado pelo Projectista	Documento elaborado depois da aprovação do Programa base, com o objectivo de desenvolver a solução programada. Possui uma Memória descritiva e justificativa de cada objectivo do estudo, elementos gráficos de cada solução. É efectuado o dimensionamento aproximado dos elementos principais da obra. Referem-se os materiais e equipamentos a utilizar na construção. Deve ser efectuada uma revisão discriminada do programa base, em termos de alterações e de custos. São realizados todos os estudos necessários (económicos, geológicos, hidrológicos, paisagísticos, etc.). Devem ser apresentadas plantas e perfis das soluções a uma escala conveniente.
Projecto Base	Elaborado pelo Projectista	Documento destinado a esclarecer os aspectos da solução proposta que possam dar lugar a algumas dúvidas e a apresentar com maior grau de pormenor alternativas de soluções difíceis de definir no estudo prévio. De um modo geral deve assentar em definitivo as bases a que deve obedecer a continuação do estudo, sob a forma de projecto de execução. Devem ser apresentadas peças escritas e desenhadas, a escalas convenientes, da planimetria e altimetria dos componentes da obra. É efectuado um dimensionamento geral, com justificação das soluções.

		Devem ser indicados os sistemas e processos construtivos a utilizar, características técnicas dos materiais e equipamentos assim como um orçamento preliminar, programa de trabalhos com operações vinculantes para o Empreiteiro.
Projecto de Execução	Elaborado pelo Projectista	Documento realizado a partir do Estudo Prévio ou do Anteprojecto aprovado pelo Dono de Obra. Constitui, juntamente com o programa de concurso e o Caderno de Encargos, o processo a apresentar a concurso para a adjudicação da empreitada. Deve conter todos os elementos necessários à boa execução da obra: memória descritiva e justificativa com os seguintes aspectos: definição e descrição da obra, análise do cumprimento do Programa Base, indicação da natureza e condições do terreno, implantação e integração da obra no local, descrição das soluções que satisfazem as leis em vigor, caracterização dos materiais, dos elementos de construção, das instalações e dos equipamentos. Justificação técnico-económica cálculos e justificação dos diferentes componentes da obra, medições da quantidade e qualidade dos trabalhos de execução (segundo a legislação e especificações LNEC), orçamento, peças desenhadas, condições técnicas, gerais e especiais do Caderno de Encargos.
Assistência Técnica	Por parte do Projectista	O projectista deve prestar toda a assistência técnica necessária durante o decorrer da obra.

* No caso das Obras subterrâneas, devido ao desconhecimento do maciço nas fases anteriores à escavação, o valor dos honorários para a Assistência Técnica poderá vir a ser superior.

3.2. FASES DO PROJECTO

3.2.1. ESTUDO PRÉVIO

O Estudo Prévio de uma obra subterrânea tem uma importância elevada no que diz respeito ao andamento da obra uma vez que é nesta fase que se tomam decisões mais abrangentes muito relevantes, como por exemplo tudo o que se refere à continuidade da obra, localização, cenários de execução e seus custos associados e a definição das exigências das etapas seguintes.

Assim, o Estudo Prévio tem como objectivo o estudo da zona de implantação da galeria, sendo necessária a caracterização geotécnica do meio envolvente e a verificação das condições de interacção obra – ambiente. No Estudo Prévio deve vigorar toda a informação necessária para que se possam tomar todas as decisões de carácter geral necessárias para direccionar os estudos posteriores.

Uma tarefa muito importante nesta fase prende-se com a identificação das condicionantes à execução da obra. De referir a importância dos aspectos de envolvente ambiental, as ocorrências geológicas e as possíveis alterações provocadas pela construção pela construção e à construção. Estes aspectos revestem-se de uma importância acrescida, pois podem ser decisivos na escolha dos métodos e técnicas construtivas a utilizar, ou até mesmo obrigar a abandonar a concepção inicialmente definida. O tipo da região interessada (urbana, rural, etc.), as estruturas geológicas envolvidas, a acessibilidade

ao local, a existência de meios técnicos especializados na região, entre outros são os factores mais importantes a considerar nesta fase.

O Estudo Prévio é elaborado fundamentalmente com base num Reconhecimento Preliminar Geotécnico, sendo definidos um conjunto de condicionalismos passíveis de serem alvo de um tratamento posterior de maior detalhe. É necessário que a informação resultante dos trabalhos de prospecção permitam a definição de alternativas para a execução da obra, condicionadas pelos resultados dos estudos posteriores que são também, por sua vez, estabelecidos e identificados neste estudo.

Em suma, é no Estudo Prévio que se indica o rumo inicial das soluções técnicas ainda que pouco pormenorizadas. Todas as decisões vão sendo necessariamente ajustadas à medida que é recolhida informação mais rigorosa, à medida que se avança nas fases de projecto. Este documento deverá possuir uma estimativa de custos globais da obra, de uma forma abrangente, tratando-se de um elemento muito importante para ser fornecido ao Dono de Obra e aos seus consultores.

Salienta-se que esta estimativa económica é um dos principais elementos decretórios do empreendimento pois permite a comparação com os financiamentos e decidir, em termos de análise de custo e de benefício, sobre a continuidade ou abandono do projecto.

3.2.2. PROJECTO BASE

O Projecto Base é também designado por Anteprojecto. É um elemento onde são apresentadas pormenorizadamente as soluções a adoptar e a respectiva justificação, incluindo o dimensionamento das estruturas e os processos construtivos, entre outros.

Nesta fase são definidos os materiais e equipamentos a utilizar, assim como o programa de trabalhos e o orçamento das actividades. Este estudo deve ser dotado de um certo desenvolvimento, suportado pela campanha de prospecção geotécnica de campo.

Por vezes o Projecto Base é elaborado com maior detalhe, de forma a constituir o elemento posto a concurso para a empreitada que antecede a empreitada com o objectivo de permitir que o projecto propriamente dito apenas seja elaborado durante a execução da empreitada, tendo em consideração os problemas e os condicionamentos concretos. Em grande parte das obras subterrâneas é difícil determinar as características do revestimento sem se proceder à escavação de um trecho significativo da galeria, com um perfeito controlo do terreno através de instrumentação apropriada – MENDES (1983).

Desta forma, o Projecto de Execução de uma galeria ou túnel só pode ser completado no decorrer da obra, a partir dos elementos obtidos e de acordo com as particularidades detectadas.

Esta abordagem na construção de galerias ou túneis – método observacional, OLIVEIRA (1977), define o Anteprojecto detalhado como elemento de concurso e início da empreitada. Este modelo prevê o carácter provisório do Anteprojecto, dando origem ao projecto de execução em fase de obra, o que constitui uma vantagem ao que é usualmente praticado noutras obras de engenharia civil.

Interessa salientar que a adopção deste procedimento obriga a um acompanhamento constante da obra por parte do Projectista visto ser este que possui os conceitos de concepção da obra estando melhor preparado para promover alterações ou optimizações necessárias; tudo isto com o objectivo de conceber uma obra segura, funcional e com o menor custo possível. Revela-se neste caso a grande importância da assistência técnica em obra.

3.2.3. PROJECTO DE EXECUÇÃO

O Projecto de Execução é, por excelência, o elemento que serve de base à construção da galeria. Neste documento estão definidas as metodologias de construção, o dimensionamento, as características dos materiais a utilizar na obra, os equipamentos a utilizar, as questões económicas, etc.

A execução de um túnel ou galeria requer, como já foi referido, uma especial atenção no que se refere à elaboração do Projecto de Execução. Este documento não deve ser considerado como aferidor de uma metodologia fixa de construção. Isto porque, ao longo dos anos, a experiência relacionada com este tipo de obras permitiu concluir que o projecto de execução é fundamentalmente elaborado no decorrer da escavação, após observação directa do maciço rochoso dado que só assim é possível conhecer totalmente as condições, características e singularidades do meio – método observacional ou passo a passo.

Para a continuação desta filosofia de projecto, em que normalmente se adopta o Projecto Base (detalhado) como elemento de projecto anterior à construção, é necessário prever a implementação dos meios de caracterização e amostragem do maciço rochoso a escavar. Este processo, permite a adaptação e elaboração do verdadeiro projecto no decurso da obra, face às condições reais verificadas. Esta sequência de actividades apenas pode ser seguida se, como já se referiu anteriormente, o Projectista tiver uma presença frequente em obra, juntamente com meios técnicos e humanos consideráveis, dos quais depende a sua imprescindível capacidade de resposta.

Nos projectos nos quais não é seguida esta filosofia, há que ter em conta que uma obra geotécnica não é imune a imponderáveis pois é neste tipo de obras onde estes ocorrem com maior frequência. Assim sendo, no Projecto de Execução devem ser previstos os mais prováveis desvios à normal execução da obra, sendo este procedimento vantajoso para todos os intervenientes em obras desta natureza.

Ao longo das últimas décadas, a divisão do maciço em zonas, Zonamento Geotécnico, tem sido a técnica mais utilizada para o dimensionamento de obras subterrâneas. Por vezes, este zonamento pode ser feito no Projecto Base, mas é no Projecto de Execução que ganha uma configuração mais preciosa e definida que é consequência dos resultados dos ensaios de campo e de laboratório mais detalhados.

O Zonamento Geotécnico tem o objectivo de definir maciços geológicos com idênticas respostas geotécnicas a curto e a longo prazo. Esta forma de repartir o maciço em zonas com comportamentos geomecânicos semelhantes tem sido um importante auxiliar dos técnicos ligados a este tipo de obras de Engenharia Civil, isto porque permitem a decisão de aplicação das mesmas técnicas a zonas com características comparáveis, facilitando o dimensionamento e permitindo a optimização da execução. Segundo OLIVEIRA (1986), trata-se assim de balizar o maciço rochoso dentro de limites bem definidos e aceitáveis relativos fundamentalmente à deformabilidade, resistência, permeabilidade e estado de tensão.

Pode afirmar-se que o zonamento geotécnico é uma eficiente metodologia de trabalho, se tivermos em conta os imprevistos próprios de obras deste tipo. No entanto, importa salientar que este método não é por si só suficiente na organização total do processo construtivo, apesar de definir valores mecânicos característicos de cada zona geotécnica, isto porque o âmbito do zonamento pode não abranger simultaneamente em muitos casos os métodos de escavação, sustimento, constrangimentos ambientais, etc. Por exemplo, em duas zonas com a mesma classificação geotécnica, a nível de geologia e de propriedades mecânicas do maciço, podem ter de ser aplicados diferentes métodos de escavação e sustimento pelo simples facto de se encontrarem em zonas urbanas ou não, perto ou longe de estruturas de risco, com grande ou pequeno recobrimento, etc.

Deste modo, o zonamento geotécnico não pode ser entendido como uma “receita” de soluções pré-determinadas que dispense estudos específicos localizados, mas sim uma abordagem de cenários característicos para zonas relativamente homogêneas, onde a sua aplicação não induza custos acrescidos (na escavação e suporte) ou a redução das condições de segurança. A adopção eficaz desta metodologia carece igualmente de reconhecimento e instrumentação contínuos do maciço a escavar, que terá de ir muito para além da mera classificação geológica das frentes de desmonte, por si só insuficiente para a aferição das condições mecânicas e estruturais do maciço rochoso.

3.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Uma obra subterrânea tem sempre associados vários condicionalismos à sua construção que impedem muitas das vezes os técnicos de desenvolverem as soluções pensadas como sendo as melhores. Estes problemas estão geralmente relacionados com as imposições do traçado, a geometria da galeria, as condições geotécnicas, questões ambientais, etc.

A dimensão da galeria pode ser um aspecto inibidor da movimentação livre das pessoas e equipamentos no interior da galeria, principalmente em galerias hidráulicas, como no caso deste trabalho, onde as secções são geralmente mais reduzidas em comparação com túneis com outra finalidade. Uma pequena secção pode influenciar a funcionalidade dos sistemas de escavação, remoção, ventilação, iluminação, entre outros. O comprimento da galeria pode também influenciar a funcionalidade do referido sistema com relevância acrescida na estratégia de escavação, na ventilação, na drenagem, na alimentação de energia eléctrica e na remoção. Cabe ao Projectista, no âmbito das suas actividades, estudar os meios para minorar estes factores, recorrendo a técnicas e soluções adequadas.

É importante salientar que a tecnologia das tuneladoras, a tecnologia das microtuneladoras (correspondentes a túneis de diâmetro inferior 900 mm, ou das minituneladoras (para diâmetros compreendidos entre 900 e 2800 mm), atenuam grande parte destas condicionantes uma vez que utilizam equipamentos com controlo remoto de grande precisão.

Normalmente o traçado é imposto por critérios de serviço, independentemente das condições geotécnicas, ambientais, hidrogeológicas, etc. surgindo muitas vezes factores adversos relacionados com o tipo de maciço rochoso, condições de recobrimento, sensibilidade das estruturas superficiais, etc.

Outro aspecto a atender no projecto, refere-se aos danos e prejuízos, a curto e longo prazo, causados às populações. Estes condicionantes, de cariz temporário ou permanente, influenciam a qualidade de vida das populações, através dos inconvenientes provocados pela fase construtiva (ruídos, vibrações, poeiras, circulação de veículos pesados, condicionamento do tráfego, etc.), bem como pelas próprias consequências da implantação do túnel que poderão provocar restrições à construção, uso do solo e rebaixamento do nível freático, entre outros. Cabe igualmente ao Projectista antever e minimizar os efeitos nefastos da obra, através das técnicas e meios apropriados, de forma a causar os menores transtornos possíveis, sendo mais tarde implementados e supervisionados pela Fiscalização, durante a actividade do Empreiteiro.

Outro aspecto importante é a definição dos locais de estaleiro e das áreas de deposição dos materiais removidos pela escavação dos túneis, dos quais podem resultar graves implicações técnicas e económicas, sobretudo se a obra se localizar em regiões com elevada densidade populacional.

Como em qualquer obra da engenharia civil, o Projectista de uma obra deste tipo deve elaborar um projecto exequível, equacionando as tecnologias existentes, meios disponíveis e as restrições

imperantes para conseguir atingir com sucesso os objectivos propostos: a realização efectiva e segura da obra, a execução no menor prazo e com o menor custo possível e a minimização dos impactos ambientais e transtornos às populações.

Os aspectos acima referidos implicam a incorporação, por parte do Projectista, dos meios técnicos disponíveis na zona ou país do empreendimento, de forma a garantir a exequibilidade da obra e, simultaneamente, permitir a livre concorrência entre empreiteiros, de forma a obter menores custos de execução. Assim, deverá ser preocupação do Projectista não limitar excessivamente os equipamentos a utilizar, bem como possibilitar diversos cenários para as metodologias de execução.

Um outro aspecto de extrema importância nas fases que antecedem o início da execução, é a selecção do Empreiteiro e da equipa de Fiscalização, geralmente da responsabilidade do Dono de Obra e respectivos Consultores, devendo todavia contar igualmente com a participação do Projectista. Este procedimento permite avaliar com maior detalhe as metodologias e técnicas propostas pelo Empreiteiro e a sua interferência com o meio circundante, com os custos, com os prazos, com a segurança e com a qualidade final da obra. Analogamente, os meios colocados à disposição pela entidade fiscalizadora podem ser de importância determinante na qualidade da obra e no grau de interferência desta com o meio ambiente.

Entre os factores com maior relevo que devem ser observados nas propostas dos executantes e fiscais destas obras, contam-se a metodologia e ciclos de trabalho, o tipo e quantidade dos equipamentos colocados em obra, o grau de formação dos operários envolvidos, a capacidade técnica, as habilitações das chefias e responsáveis e os métodos de controlo da qualidade.

4

CRITÉRIOS DE ESCAVABILIDADE

4.1. NOTA PRÉVIA

Pode definir-se como escavabilidade de um maciço rochoso como a capacidade de resistência de um dado maciço à acção proporcionada pelos equipamentos de escavação, quer mecânicos ou explosivos.

Ao longo dos anos, vários autores têm desenvolvido critérios de classificação dos maciços rochosos em função da sua escavabilidade, baseados em diversos parâmetros de avaliação, uns de concepção simples e outros mais complexos, incorporando um largo conjunto de características dos materiais e dos equipamentos propostos.

A capacidade de resistência da rocha e as características das fracturas existentes são os factores com maior preponderância na escavação dos maciços rochosos. Esta afirmação é confirmada por diversos autores que reflectem estas características em factores tais como:

- Resistência à compressão uniaxial;
- Resistência à carga pontual;
- Resistência à tracção;
- Número de SCHMIDT;
- Velocidade de propagação das ondas sísmicas;
- Dureza;
- Grau de Alteração;
- Grau de Abrasividade;
- Espaçamento das diaclases;
- RQD (Rock Quality Designation);
- RMR (Rock Mass Rating)
- Parâmetros do sistema de classificação Q de BARTON;
- Orientação e preenchimento das diáclases.

Os critérios mais utilizados e importantes para classificação da escavabilidade do maciço rochoso segundo JIMENO e MÉNDEZ, 1997, são o método de FRANKLIN et al (1971), o método de KIRSTEN (1982), que serão abordados mais detalhadamente nesse trabalho.

O quadro 4.1 apresenta um resumo dos vários critérios desenvolvidos ao longo dos anos.

Quadro 4.1 – Critérios de escavabilidade e parâmetros mecânicos associados

Critérios de Escavabilidade	Parâmetros considerados:
FRANKLIN (1971)	I_{S50} (índice de resistência à carga pontual), espaçamento médio entre fracturas, resistência à compressão simples, número de SCHMIDT, RQD.
WEAVER (1975)	Velocidade de propagação sísmica, dureza, grau de alteração, espaçamento, continuidade, preenchimento e orientação de diáclases.
ATKINSON (1977)	Resistência à compressão simples.
ROMANA (1981)	Resistência à compressão uniaxial, RQD, grau de abrasividade (equivalente de sílica).
KIRSTEN (1982)	Resistência à compressão uniaxial, RQD, J_n e J_r do sistema de classificação Q de Barton, posição relativa dos blocos de matriz rochosa, alteração de diáclases.
ABDULLATIF e CRUDEN (1983)	RMR.
SCOBÉ e MUFTUOGLU (1984)	Grau de alteração, resistência à compressão uniaxial, resistência à carga pontual, espaçamento de diáclases, possança média da estratificação
HADJIGIORGIU e SCOBÉ (1988)	Resistência à carga pontual, tamanho de blocos de matriz rochosa, grau de alteração, disposição estrutural relativa.
SINGH (1989)	Resistência à tracção, grau de alteração, grau de abrasividade, espaçamento de diáclases.

4.2. MÉTODO DE FRANKLIN ET AL

Este método que foi desenvolvido por FRANKLIN e pelos seus colaboradores no ano de 1971, sendo um dos mais aplicados até aos dias de hoje.

Segundo a filosofia deste método, o maciço rochoso é classificado de acordo com dois parâmetros principais, obtidos por sondagem: I_{S50} (índice de resistência à carga pontual) e espaçamento médio entre as fracturas. Estes parâmetros podem ainda ser correlacionáveis com outras grandezas, mais concretamente o índice I_{S50} é correlacional com a resistência à compressão simples e com o número de SCHMIDT, e o espaçamento médio entre fracturas é correlacional com o RQD.

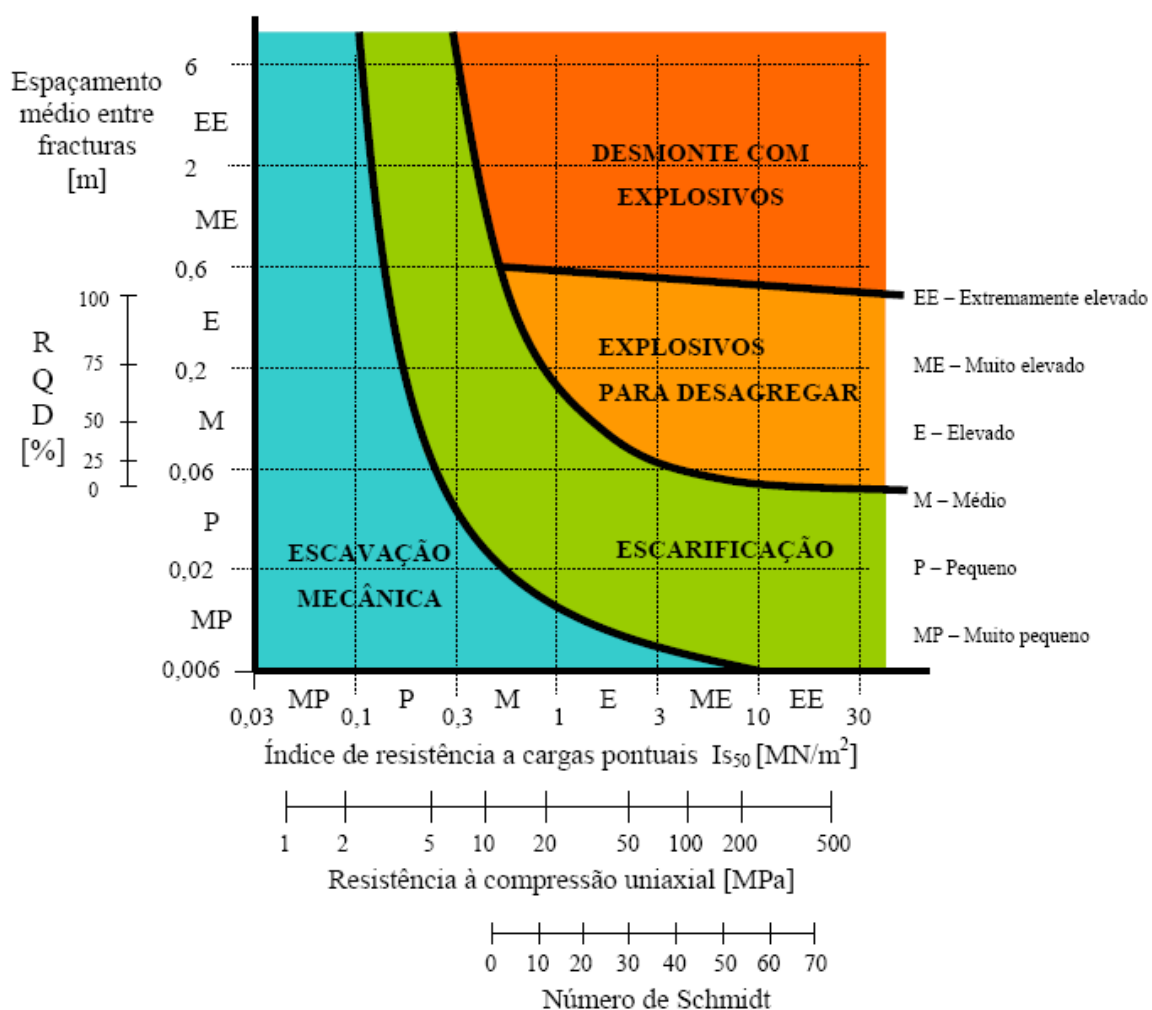


Figura 4.1 – Classificação da escavabilidade de maciços rochosos, segundo FRANKLIN et al.

(adaptado de FRANKLIN et al, 1971, in JIMENO, L. e MENDEZ, D., 1977)

O gráfico exposto na figura 4.1. ilustra quatro regiões distintas às quais correspondem diferentes métodos de desmonte da rocha: a escavação mecânica, a escarificação, a utilização de explosivos para desagregar e o desmonte com explosivos.

Interessa referir que, apesar de ainda ser bastante aplicada na actualidade, esta classificação possui algumas imprecisões, dado que as tecnologias de escavação e as capacidades dos equipamentos têm tido uma evolução constante, nomeadamente os equipamentos modernos hidráulicos bastante potentes os quais permitem considerar as áreas de escavação mecânica e escarificação entrando no interior das zonas do diagrama relativas ao desmonte com explosivos.

4.3. MÉTODO DE KIRSTEN

Em 1982, KIRSTEN propôs um método classificativo para a selecção do método de escavação, utilizando um conjunto de parâmetros que integram uma expressão empírica, da qual resulta um índice de escavabilidade N.

$$N = M_s \cdot \frac{RQD}{J_n} \cdot J_s \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad (4.1.)$$

Em que:

- M_s - resistência à compressão simples da rocha, (MPa);
- RQD – Rock Quality Designation (%);
- J_n, J_r – Parâmetros do sistema de classificação Q de BARTON;
- J_s – Disposição relativa dos blocos inclinados segundo a direcção de extracção ($J_s=1$ para material intacto);
- J_a – Grau de diaclases.

O quadro 4.2 apresenta os intervalos de N e a respectiva facilidade de desmonte propostos por KIRSTEN.

Quadro 4.2 – Facilidade de desmonte de acordo com índice N, KIRSTEN (1982)

N	Facilidade de arranque
$1 < N < 10$	Facilmente ripável
$10 < N < 100$	Ripagem difícil
$100 < N < 1\,000$	Ripagem muito difícil
$1000 < N < 10\,000$	Ripagem extremamente difícil / explosivos
$N > 10\,000$	Explosivos

4.4. CRITÉRIOS DE ESCAVABILIDADE TENDO EM CONTA USO DAS TUNELADORAS: ÚLTIMOS ÍNDICES SOBRE A ESCAVABILIDADE EM TÚNEIS

Os escavabilidade segundo modelos para prever o rendimento das tuneladoras foram estudados nomeadamente por BARTON (2000), ALBER (2000), BIENIAWSKI (2004) e BLINDHEIM (2005), entre outros.

Essencialmente, admite-se que a escolha entre construir um túnel com recurso à tecnologia das tuneladoras ou com recurso a técnicas de desmonte a fogo deve ser baseada na qualidade do terreno e as características das tuneladoras.

A título de exemplo, traduz-se uma das expressões que permite a escolha da tecnologia de construção a utilizar, apresentada por BARTON (2000):

$$Q_{TBM} = \frac{RQD_0}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \cdot \frac{\sigma_{MASS}}{F} \cdot \frac{20}{CLI} \cdot \frac{q}{20} \quad (4.2.)$$

Em que:

CLI – Índice de duração dos cortadores;

F – Força média aplicada por cortador;

Q – Percentagem de Quartzo no terreno (%).

BIENIAWSKI, et al, 2006, nas etapas prévias do seu trabalho de investigação, fizeram uma revisão a todos os métodos existentes capazes de relacionar a escavabilidade do maciço rochoso com a utilização das tuneladoras.

Para resumir os aspectos mais importantes dessa revisão, BIENIAWSKI et al. indicam os cinco índices mais relevantes: RQD_{TBM} (DEERE), N (KIRSTEN), RMR_{TBM} (BIENIAWSKI), RMI_{TBM} (PALMSTROM) e Q_{TBM} (BARTON). De referir que o índice mais relevante de todos é o Q_{TBM} que, por vezes, se apresenta como sendo o mais útil dos cinco índices analisados.

BIENIAWSKI et al. analisaram cuidadosamente a aplicabilidade do índice Q_{TBM} , segundo os dados que tinham disponíveis (22,9 km de túneis construídos com tuneladoras), chegando à conclusão que o índice Q_{TBM} não proporciona resultados satisfatórios.

Um outro estudo realizado na Noruega por PALMSTROM, A. e BROCH, E., 2006, sobre os índices de escavabilidade do maciço rochoso com referência especial para o índice Q , conclui que o índice Q_{TBM} é complexo e inclusivamente confuso, não sendo por isso recomendável o seu uso.

Nos parágrafos seguintes explica-se de forma sucinta a conclusão obtida por PALMSTROM e BROCH.

SAPIGNI et al. (2004) num artigo denominado por “*TBM performance estimation using rock mass classification*” analisam a utilidade do índice Q_{TBM} em três túneis, num total de 14 km de comprimento, escavados em rochas metamórficas no Norte da Itália, nos quais se determinaram cuidadosamente os índices RMR , Q e Q_{TBM} .

Através de análises estatísticas, SAPIGNI et al. obtiveram uma correlação considerada como razoável pelos especialistas entre os valores de RMR e a velocidade de penetração mas concluíram que a dispersão dos resultados era demasiado importante para se poder utilizar este índice para prever os rendimentos das tuneladoras.

As correlações obtidas entre a velocidade de penetração e o índice Q e entre a velocidade de penetração e o índice Q_{TBM} foram ainda piores, obtendo dispersões elevadas. Os autores encontraram dificuldades em explicar as más correlações obtidas usando o índice Q_{TBM} , já que se supõe que este índice se fundamenta numa correcta estimativa da interacção entre as características do maciço rochoso e os parâmetros de funcionamento das tuneladoras, particularmente das TBM's.

SAPIGNI et al. verificaram em particular que o índice Q_{TBM} tem uma sensibilidade muito baixa relativamente à velocidade de penetração e o coeficiente de correlação que se obtém é ainda pior que o que se obtém com o índice Q convencional ou com outros parâmetros básicos como a resistência à compressão simples da rocha intacta. A figura 4.2 ilustra os resultados obtidos, sendo clara a má correlação entre a velocidade de avanço e o índice Q_{TBM} .

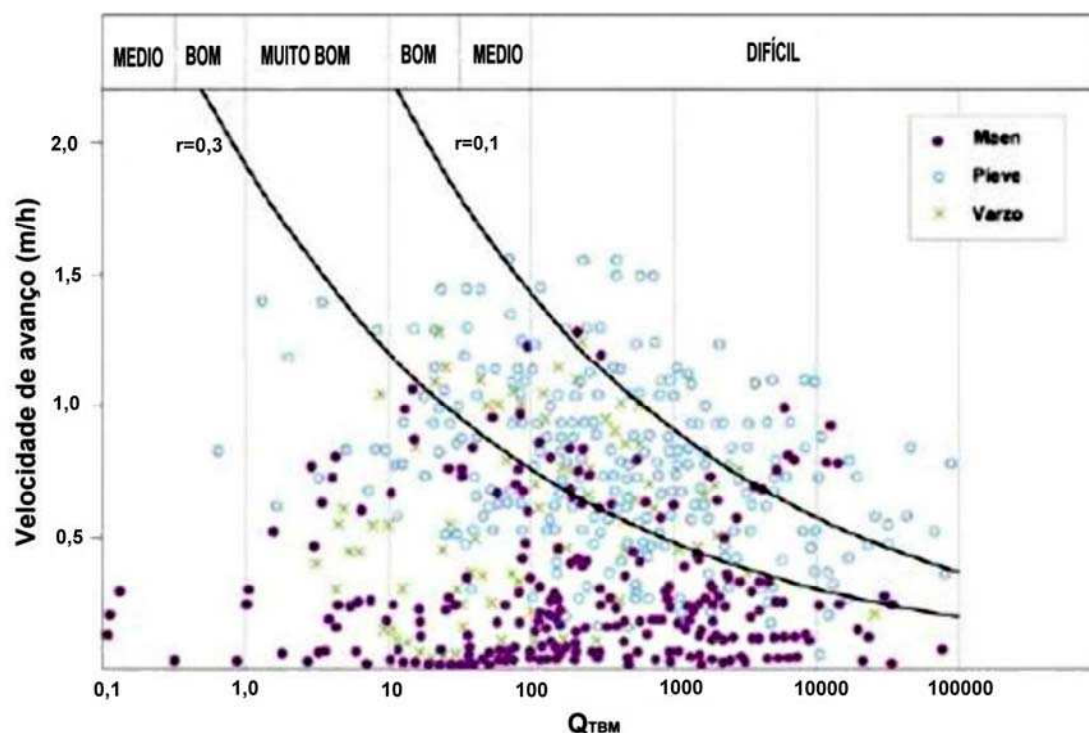


Figura 4.2. – Velocidade de avanço para três túneis construídos com tuneladora em função de Q_{TBM} .

(SAPIGNI et al., 2002)

PALMSTROM e BROCH concluíram que o índice Q_{TBM} revela-se uma ferramenta para estimar o índice de penetração “PR” das TBM’s que, juntamente com um parâmetro “m” relacionado com os rendimentos da tuneladora, permite obter uma estimativa da velocidade de avanço (AR).

PALMSTROM e BROCH afirmam que os vários parâmetros que definem o índice Q_{TBM} são irrelevantes e inclusivamente confusos, em relação ao rendimento das TBM’s e a sua relação é difícil de obter, concluindo mesmo que não há correlação entre o índice Q_{TBM} e os resultados obtidos.

Em suma, PALMSTROM e BROCH recomendam que não se use o índice Q_{TBM} .

ALBER (1996, 2000), centrando-se nos problemas contratuais que pode apresentar o uso das TBM’s, tentou estabelecer uma estimativa probabilística da influência dos rendimentos das tuneladoras sobre os custos da construção. O RMR utilizado por GRANDORI et al, 1995, distingue os troços do terreno nos quais o rendimento da tuneladora varia significativamente em função da tuneladora utilizada. Em 2004 BIENIAWSKI fez uma revisão do conceito de escavabilidade do maciço rochoso baseando-se no RMR ajustado para o uso das tuneladoras TBM’s.

Em jeito de conclusão da etapa prévia do seu trabalho de investigação, BIENIAWSKI et al afirmam que o desempenho das equações complexas que relacionam a qualidade do maciço rochoso, mediante o índice RMR ou o índice Q, com parâmetros adicionais relacionados com as características das tuneladoras não é a forma adequada de resolver o problema, isto é, é muito duvidoso que uma só expressão possa incluir todos os parâmetros que têm influência significativa quer na qualidade do terreno quer nos rendimentos das tuneladoras.

Já GRANDORY e MENDAÑA, 2005, defenderam que os índices RMR e Q são mais eficazes quando se usam, como habitualmente se sucede, de acordo com os objectivos para os quais foram criados. Afirmam ainda que o ajuste destes índices para os poder ampliar na definição de alguns parâmetros das TBM's, conduz a resultados insatisfatórios.

BIENIAWSKI et al, 2006, apresentaram um novo índice, não baseado nos índices RMR e Q, capaz de avaliar a interacção entre o terreno e a tuneladora – índice de Escavabilidade do Maciço Rochoso (RME). Este índice é caracterizado no sub capítulo seguinte.

4.5. ÍNDICE DE ESCAVABILIDADE DO MACIÇO ROCHOSO

A necessidade de se dispor de uma ajuda objectiva para a tomada de decisão na escolha ente a construção de um túnel com tuneladora ou com recurso à técnica de desmonte com explosivos, levou BIENIAWSKI, TAMAMES, FERNÁNDEZ e HERNÁNDEZ a estudarem uma alternativa para ajuda na tomada de decisão.

4.5.1. BASE DE DADOS

Os parâmetros que definem o RME e os seus critérios de ponderação foram definidos através de uma análise estatística dos dados associados a 387 tramos de túneis, nos quais o avanço da tuneladora não foi afectado por problemas mecânicos e portanto, o avanço em cada tramo apenas dependia das características do terreno atravessado. O comprimento total de túnel estudado foi de 22,9 km que foram fundamentalmente escavados por tuneladoras escudo duplo, trabalhando em duas formas: como duplo escudo e como escudo simples.

4.5.2. SELECÇÃO DOS PARÂMETROS QUE INTEGRAM O RME

O índice RME define-se avaliando cinco parâmetros com as classificações que se mostram no quadro 4.3. A selecção destes cinco parâmetros foi baseado num processo de análise linear discriminatória que foi levada a cabo pelo Departamento de Estatística e Teoria de Probabilidades da Universidade Tecnológica de Viena.

Quadro 4.3 – Critérios de Avaliação dos Parâmetros que Definem o RME

(BIENIAWSKI et al, 2006)

Resistência à compressão axial da rocha intacta (0 a 15 pontos)										
σ_{ci} (Mpa)	< 5		5 a 30		30 a 90		90 a 180		> 180	
Pontuação	0 (*1)		10		15		5		0	
Perfurabilidade (0 a 15 Pontos)										
DRI	> 80		80 a 65		65 a 50		50 a 40		< 40	
Pontuação	15		10		7		3		0	
Descontinuidades na frente de escavação (0 a 40 pontos)										
Homogeneidade			Nº de fissuras por metro					Orientação relativamente ao eixo do túnel		
Pontuação	Homogéneo	Misto	0 a 4	4 a 8	8 a 15	15 a 30	> 30	Perpendicular	Obliqua	Paralela
	10	0	5	10	20	15	0	10	5	0
Tempo de autoestabilidade (0 a 25 pontos) (**)										
Horas	< 5		5 a 24		24 a 96		96 a 192		> 192	
Pontuação	0		2		10		15		25	
Afluência de água (0 a 5 pontos)										
Litros/segundo	> 100		70 a 100		30 a 70		10 a 30		< 10	
Pontuação	0		1		2		4 (***)		5	

* Para escudo duplo e escudo simples

** Deve atender-se ao RMR

*** Para maciços argilosos

Como resultado desta análise, os autores concluíram que os parâmetros que maior influência têm sobre a velocidade média de avanço (ARA – Average Ratio of Advance) das tuneladoras, expressa em m/dia são a perfurabilidade, o espaçamento das descontinuidades e o tempo de auto estabilidade. A estes parâmetros mais importantes juntam-se outros menos influentes com a finalidade de definir o comportamento do terreno: resistência à compressão axial da rocha intacta e o caudal de água infiltrada na escavação. BIENIAWSKI et al, 2006, salientam no entanto que, em muitos casos, estes parâmetros têm uma grande influência no rendimento das tuneladoras. O quadro 4.3 indica os critérios de valorização para cada parâmetro.

Interessa referir as três exceções importantes na aplicação do índice RME. A primeira é que há que ter presente que, seja qual for o valor de RME associado a um tramo, se algum dos cinco parâmetros de classificação vale 0, admite-se que o valor de ARA nesse tramo será inferior a 2 m/dia. A segunda exceção a ter em conta é que se o valor de σ_{ci} é inferior a 5MPa, caso se trate de uma tuneladora com escudos, que não utiliza “grippers”, a classificação correspondente a este parâmetro deve ser 1 em vez de 0 já que as tuneladoras sem “grippers” têm menos problemas em adaptar-se aos terrenos menos consistentes. Finalmente, a terceira exceção tem a ver com a presença de água nos terrenos argilosos e siltosos, que se degradam muito rapidamente com caudais de água reduzidos. Por isto, nestes terrenos considera-se que a classificação referente à presença de água deve ser 0 quando se estima que a afluência de água no túnel é superior a 10 l/s.

Em suma, refere-se que, quanto maior for o valor de RME, mais aconselhada é a utilização de tuneladoras.

4.5.3. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS QUE INTEGRAM O RME

Na prática, quatro dos cinco valores acima referidos podem ser obtidos através dos meios de prospecção geotécnica. O quinto parâmetro, o tempo de autoestabilidade pode estimar-se a partir do gráfico da figura 4.3 proposto por BIENIAWSKI (1979). Como os casos reais utilizados para estabelecer o gráfico da figura 4.3 correspondem a aplicações do método de escavação com recurso a explosivos, nos casos em que se irá aplicar uma tuneladora, deverá utilizar-se a correlação de ALBER (1996) definida pela seguinte expressão:

$$RMR_{TBM} = 0.8 \times RMR_{D\&B} + 20 \quad (4.3.)$$

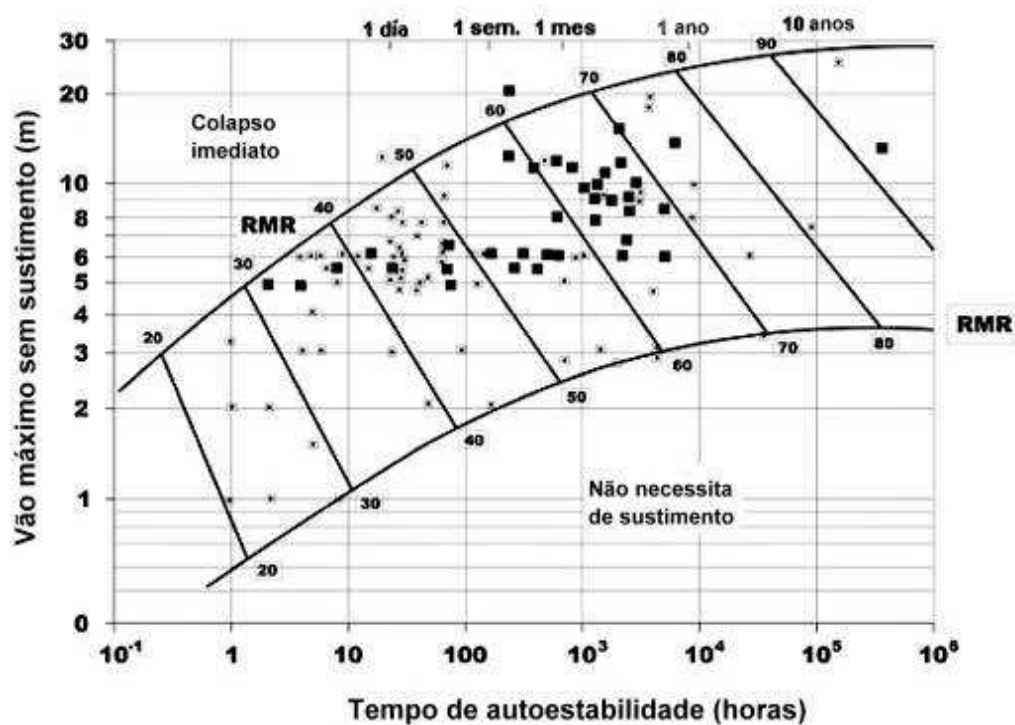


Figura 4.3 – Tempo de autoestabilidade da escavação em função de RMR e da máxima distância sem sustimento (BIENIAWSKI et al, 2006)

4.5.4. CORRELAÇÃO ENTRE ARA E RME

A velocidade média de avanço, ARA, expressa em m/dia é o parâmetro mais significativo para comparar os rendimentos dos vários métodos construtivos no projecto de um determinado túnel ou galeria. Durante a construção de um túnel, o valor de ARA pode ser facilmente determinado pois corresponde à velocidade de avanço entre dois pontos do traçado, suficientemente separados.

De acordo com o referido, uma das aplicações mais importantes do RME consiste em obter com alguma precisão o valor da ARA esperado para um trecho de um túnel com características homogêneas. BIENIAWSKI et al, 2006, apresentam a correlação entre o RMR e a ARA para as tuneladoras TBM's de escudo duplo.

Os estudos desenvolvidos por BIENIAWSKI et al, 2006, apoiados em análises estatísticas permitiram obter correlações entre o RMR e a ARA para as tuneladoras TBM's de escudo duplo; atente-se na correlação apresentada na figura 4.4.

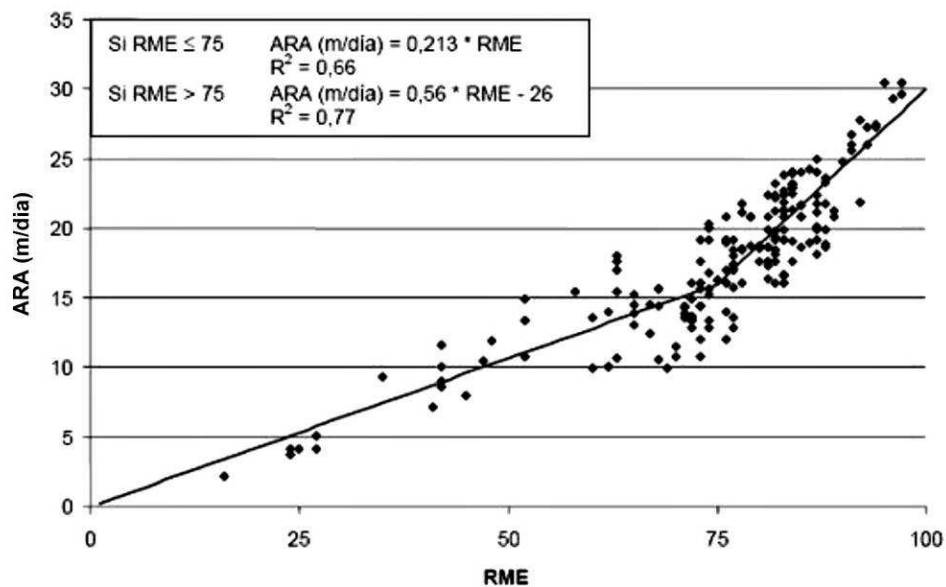


Figura 4.4 – Correlação entre ARA (m/dia) e RME
(BIENIAWSKI et al, 2006)

A correlação entre o RME e a ARA evidenciada na figura 4.4 pode ser considerada linear, se o eixo do RME for dividido em dois tramos:

- Para valores de RME superiores a 75, a expressão linear é a seguinte:

$$ARA(m/dia) = 0,56 \cdot RME - 26 \quad (4.4.)$$

O valor de correlação é $R = 0,87$ e os valores extremos da ARA são 16 m/dia e 30 m/dia, para valores respectivos de RME entre 75 e 100.

- Para valores de RME inferiores a 75, a expressão linear é:

$$ARA(m/dia) = 0,213 \cdot RME \quad (4.5.)$$

O coeficiente de correlação é $R=0,81$ e os valores extremos da ARA são 5,32 m/dia e 16,0 m/dia para valores de RME de 25 e 75 respectivamente.

Com base nestes resultados, podem estabelecer-se os seguintes critérios quanto à utilização das TBM's de escudo duplo:

- $RME > 75$: corresponde a maciços nos quais se obtêm avanços superiores a 16 m/dia, nos quais o uso das TBM's de escudo duplo é muito recomendável.
- $50 < RME < 75$: as velocidades de avanço obtidas para estes maciços estão compreendidas entre 10 m/dia e 16 m/dia, sendo as TBM's de escudo duplo bastante recomendáveis nestes casos.
- $35 < RME < 50$: para este caso as velocidades de avanço estão compreendidas entre 5 m/dia e 10 m/dia. Assim, nesta situação não é muito recomendável o uso das TBM's de escudo duplo.

- RME < 25: nestes maciços as velocidades de avanço são inferiores a 5 m/dia, sendo portanto desaconselhável o uso das TBM's de escudo duplo neste caso.

Os critérios acima referidos, foram estabelecidos por BIENIAWSKI et al, 2006, com dados de túneis cujo diâmetro de escavação é da ordem dos 10 m. Para de poder avaliar a velocidade de avanço quando se constrói um túnel com outro diâmetro, BIENIAWSKI et al propõem a utilização de um coeficiente de correcção, K_D , definido pela seguinte expressão:

$$K_D = -0,007D^3 + 0,1637D^2 - 1,2859D + 4,5158 \quad (4.6.)$$

O quadro 4.4 apresenta alguns valores característicos de K_D , função do diâmetro:

Quadro 4.4 – Valores de K_D

Diâmetro do túnel (m)	12	11	10	8	5
K_D	0,5	0,8	1,0	1,1	1,3

Utilizando o coeficiente K_D , na figura 4.5 apresentam-se as correlações entre o RMR e a ARA para alguns diâmetros de escavação.

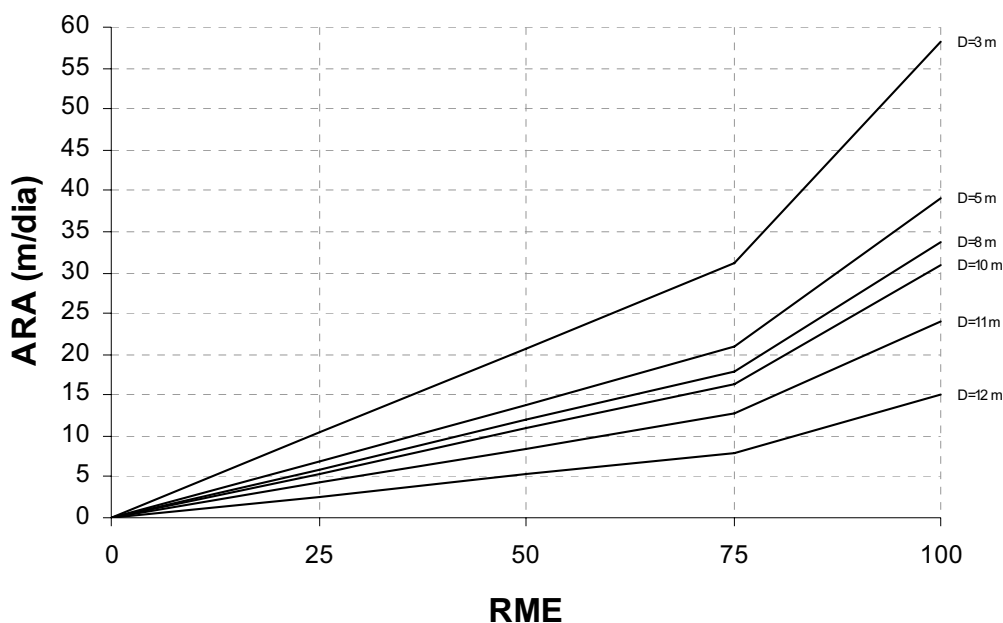


Figura 4.5 – Correlação entre ARA (m/dia) e RME para distintos diâmetros de escavação.

(adaptado de BIENIAWSKI et al, 2006)

4.5.5. CORRELAÇÃO DO RME COM ALGUNS PARÂMETROS SIGNIFICATIVOS

Os trabalhos realizados ao longo dos últimos anos por BIENIAWSKI et al, permitiram obter correlações entre o RME e alguns parâmetros significativos. Apresentam-se de seguida as correlações obtidas com os parâmetros mais relevantes: velocidade de penetração (PR), energia específica, impulso e momento.

4.5.5.1. Energia específica de escavação:

O conceito de energia específica de escavação (E_s), foi considerado com um parâmetro fundamental na técnica das perfurações para gás e petróleo, utilizado por TALES, 1965. Para definir a energia específica de escavação utiliza-se a seguinte expressão:

$$E_s = \frac{F}{A} + \frac{2\pi NT}{A} \cdot ARA \quad (4.7.)$$

Em que:

F – Impulso aplicado na cabeça de corte (kN);

A – Secção escavada (m^2);

N – velocidade de rotação da cabeça de corte (rpm);

T – Momento aplicado na cabeça de corte (kN.m);

ARA – velocidade média de avanço (m/s).

A equação 4.7 tem dois termos. O primeiro representa a energia específica consumida na cabeça de corte devido ao impulso sobre os “cortadores” e o segundo termo corresponde à energia consumida na cabeça de corte para a fazer girar.

O gráfico da figura 4.6 mostra a correlação obtida entre RME e a energia específica com um coeficiente de correlação $R = 0,76$.

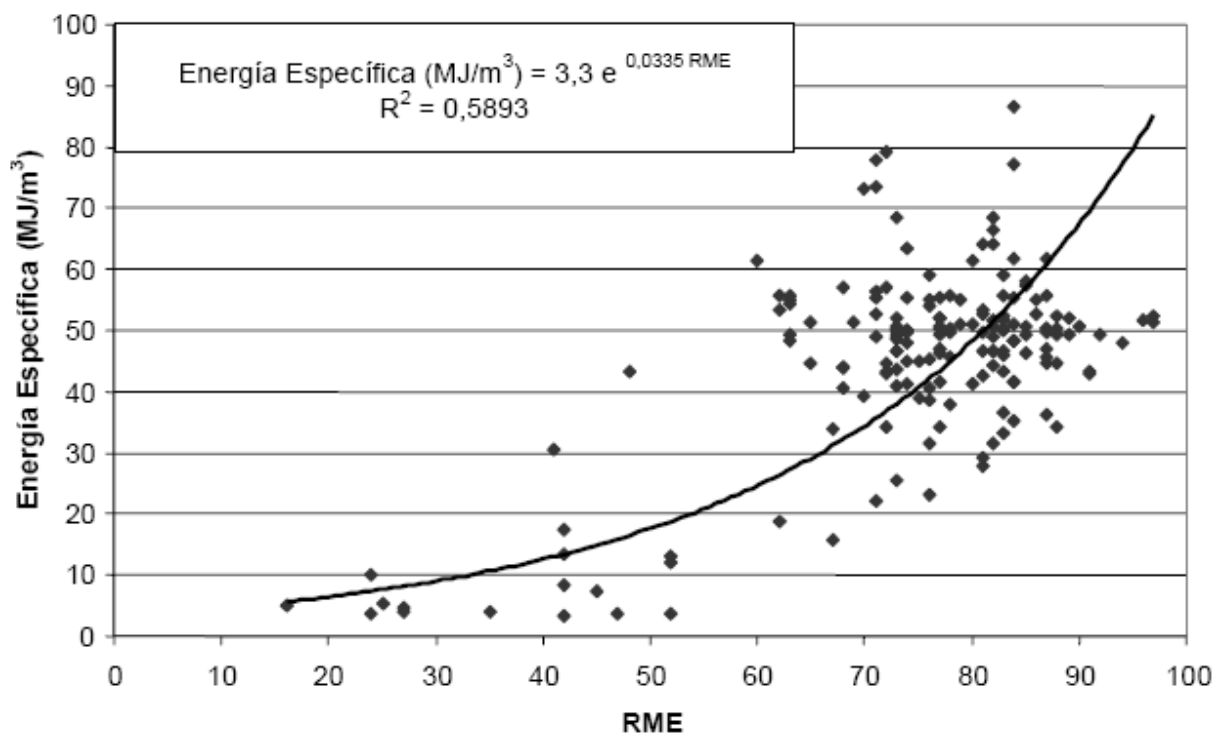


Figura 4.6 – Correlação entre o RME e a Energia Específica.

(BIENIAWSKI et al, 2006)

4.5.5.2. Velocidade de Penetração (PR)

A figura 4.7 mostra a correlação entre o RME e a velocidade de penetração, PR (que normalmente se expressa em mm/min). Deve ter-se em conta que a ARA é proporcional à PR, em função da percentagem média de utilização da tuneladora num dado tramo e, por essa razão, a correlação é também linear, dividida em dois tramos, tal como na figura 4.4.

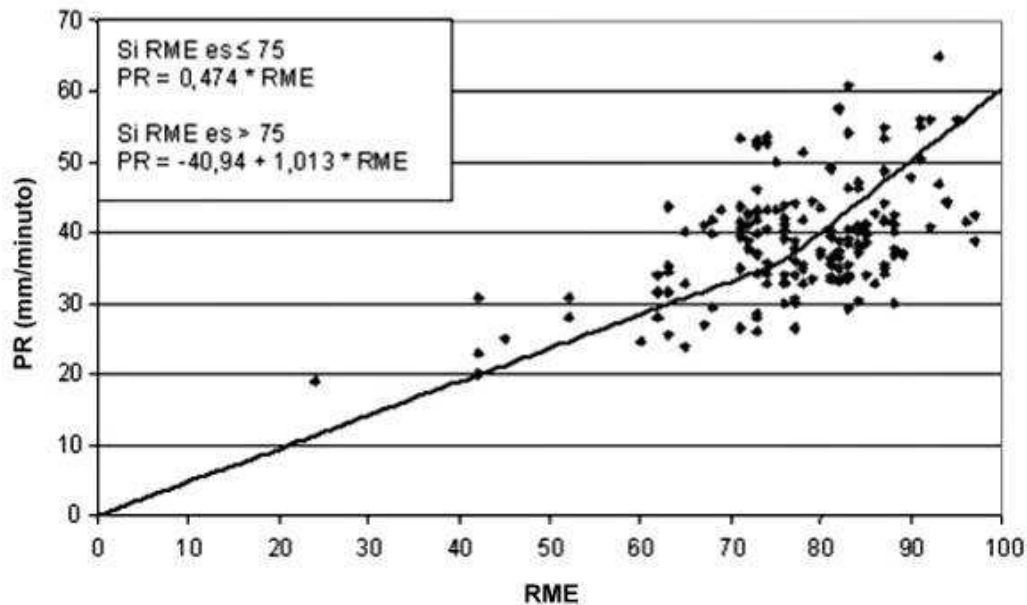


Figura 4.7 – Correlação entre o RME e a Velocidade de penetração.

(BIENIAWSKI et al, 2006)

4.5.5.3. Impulso por cortador e por aplicação na cabeça de corte

As figuras 4.8 e 4.9 mostram a correlação entre o RME com o momento actuante e o impulso por cortador (F_c) aplicados na cabeça de corte. Os correspondentes coeficientes de correlação são 0,71 e 0,64, respectivamente.

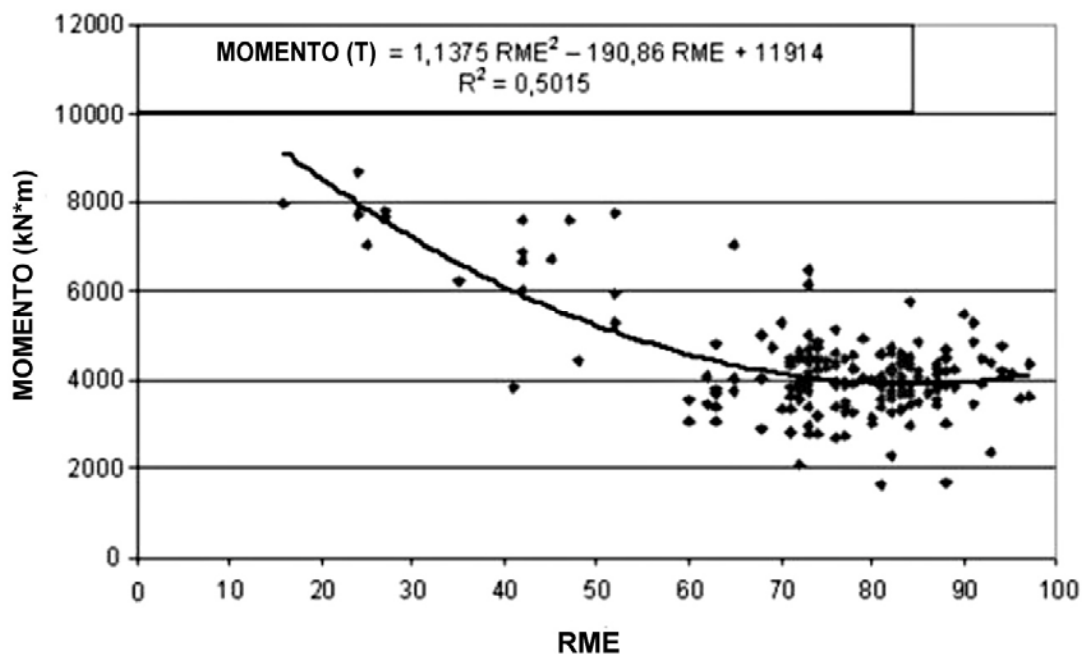


Figura 4.8 – Correlação entre o RME e o Momento (T) aplicado na cabeça de corte.
(BIENIAWSKI et al, 2006)

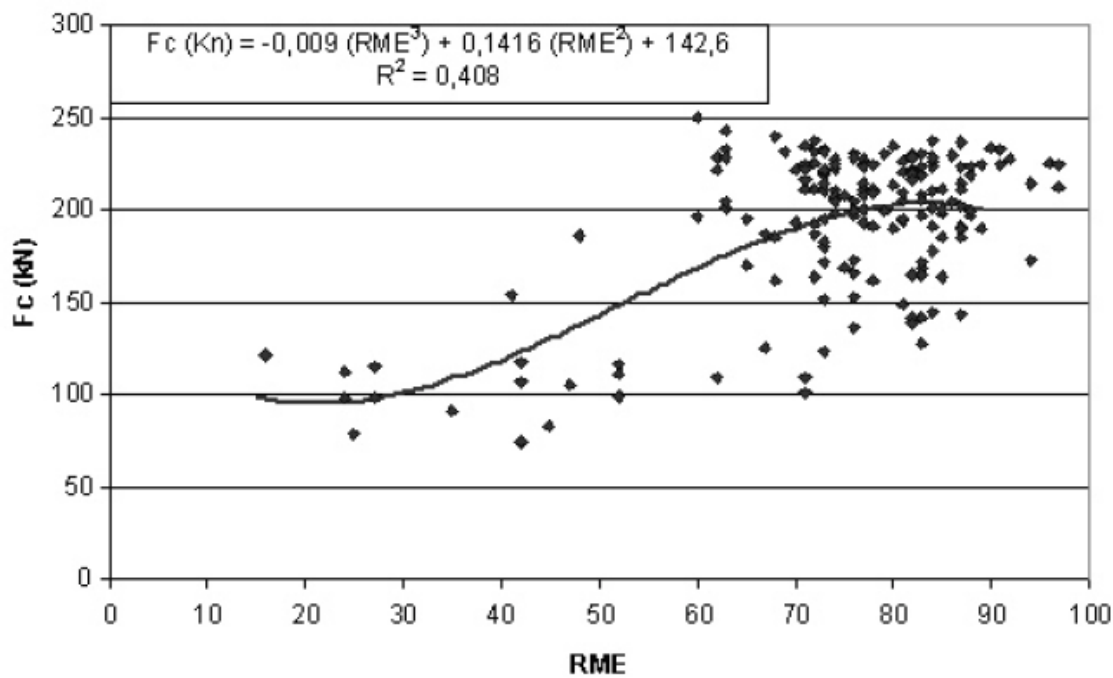


Figura 4.9 – Correlação entre o RME e o impulso por cortador aplicado na cabeça de corte.
(BIENIAWSKI et al, 2006)

4.5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo de vários anos, BIENIAWSKI et al definiram um índice para avaliar a escavabilidade do terreno, denominado RME.

O RME é uma nova ferramenta que permite aos projectistas e construtores estimar velocidade de avanço das tuneladoras em tramos de maciço homogéneo, de forma a possibilitar a escolha do método de construção mais apropriado.

5

TECNOLOGIAS DE ESCAVAÇÃO

5.1. NOTA PRÉVIA

A escavação de maciços rochosos é uma actividade complexa com enorme influência na eficiência da construção de túneis ou galerias. Isto porque as vertentes ligadas ao método de escavação, equipamentos utilizados, velocidades de avanço, entre outras, afectam directamente todas as operações efectuadas à posteriori: remoção de escombros, dimensionamento e instalação dos sustimentos quer primários, quer secundários, assim como as condições globais de segurança da galeria, entre outros.

Conforme o tipo de maciço e as características da galeria a construir, isto é, conforme se pretenda realizar uma obra subterrânea em fundações pouco densas ou em maciços rochosos, com um dado desenvolvimento e profundidade, com uma grande ou pequena secção, dentro ou fora de zonas urbanas, utilizam-se métodos e equipamentos de escavação distintos.

A escavação de um túnel ou galeria pode desenrolar-se de duas formas distintas: por escavação subterrânea e escavação a céu aberto (cut and cover). Geralmente são razões económicas relacionadas com o tipo de maciço, a profundidade dos trabalhos e a existência ou não de estruturas superficiais que decidem a opção entre uma ou outra metodologia.

Neste trabalho não será abordada a execução de galerias a céu aberto (cut and cover).

5.2. CONDICIONANTES NA ESCOLHA DA TECNOLOGIA DE CONSTRUÇÃO

Conforme foi referido no capítulo anterior, os diferentes critérios de classificação do maciço rochoso com a respectiva escavabilidade têm por objectivo avaliar a capacidade da rocha ser desagregada empregando-se uma dada tecnologia ou método de escavação. No entanto, a escolha da tecnologia de escavação a utilizar para a construção de uma dada obra obriga à ponderação de outros factores que podem ser preponderantes no que concerne à selecção da tecnologia adequada de construção: factores ambientais, geográficos, económicos, estruturais, entre outros.

Por vezes, em determinadas obras pode ser aconselhável o uso de apenas um único método de construção para a escavação de uma galeria, uma vez que o maciço rochoso muito dificilmente possui a homogeneidade que lhe é atribuída em fase de caracterização geotécnica. De facto, a alteração frequente dos métodos de escavação durante a obra é do ponto de vista técnico-económico uma solução pouco satisfatória mas podem ser possíveis várias adaptações para os diferentes métodos, de acordo com as características do maciço e com as condicionantes da zona a escavar, como por exemplo, a adaptação sucessiva do plano de fogo aquando do desmonte com explosivos ou a aplicação de equipamentos de diferente potência no caso da escavação mecânica.

O uso de explosivos tem associadas algumas condicionantes que se prendem com as condições do meio onde se aplicam os mesmos. A poeira, o ruído, as vibrações e as projecções de blocos são as consequências negativas da escavação e por vezes são capazes de provocar danos consideráveis nas estruturas ou mesmo no ambiente natural.

Os caminhos de ferro, as estradas, as pontes ou viadutos, os aglomerados populacionais, as barragens, as instalações industriais, etc. são exemplos de estruturas de construção civil muito sensíveis à utilização de explosivos na sua proximidade, podendo mesmo impedir a utilização da técnica de desmonte com recurso a fogo, pelos motivos acima enumerados.

No que diz respeito ao ambiente natural é necessário ter em conta as alterações causadas nomeadamente nos cursos de água e nos aquíferos. A utilização de explosivos pode causar fissuras no maciço muito nefastas sob diversos pontos de vista. Estas alterações podem acarretar várias consequências no que diz respeito ao uso do solo na região afectada tais como custos acrescidos para as construções futuras, ou mesmo implicações na agricultura, pecuária, fauna e flora (nomeadamente das zonas protegidas), etc.

A secção da galeria a construir, imposta pelo Projectista no caso de obras hidráulicas, é um dos condicionalismos que pode limitar uma gama de equipamentos ou tecnologias de escavação a utilizar.

A selecção do tipo de sistema de desmonte a aplicar (mecânico ou com explosivos), deve ter em conta aspectos como o desnível do nível freático acima da soleira do túnel, a profundidade de recobrimento, a distância do eixo do túnel às estruturas existentes (construções, rios, etc.), a sensibilidade das estruturas superficiais, bem como os parâmetros mecânicos característicos do maciço a escavar.

O zonamento geotécnico do maciço tem influência na estimativa de suporte a utilizar para cada zona, sendo no entanto necessárias análises mais detalhadas sempre que necessário. O zonamento geotécnico deve ser considerado de uma forma mais abrangente no que concerne aos métodos de escavação, equipamentos a utilizar, tempos dispendidos, entre outros.

Os métodos de escavação, quer por explosivos ou mecânicos, podem ser faseados de acordo com as características da obra e do maciço rochoso. Este assunto não será todavia tratado neste trabalho, por se considerar sem grande interesse no âmbito do mesmo.

5.3. ESCAVAÇÃO COM RECURSO A EXPLOSIVOS

O desmonte de rocha com explosivos tem associado, invariavelmente, um conjunto de vantagens e um conjunto de desvantagens. Entre as primeiras contam-se como principais, o arranque da rocha do maciço e a sua fragmentação, facilitando assim a remoção e transporte. Englobados nas acções prejudiciais encontram-se as vibrações induzidas, os ruídos, os gases, as poeiras, a projecção de material (partículas e/ou blocos) e a deterioração do maciço remanescente, traduzido em fenómenos de sobrefracturação e sobreescavação não controlada.

O desmonte com explosivos em áreas urbanas, reveste-se de grandes dificuldades e exige um apurado domínio por parte dos executantes. Atendendo a possíveis excepções que sempre ocorrem nestes projectos, pode dizer-se que os constrangimentos ambientais e técnicos associados à utilização de explosivos, tornam estas técnicas quase proibitivas em zonas habitadas, tanto mais que existem actualmente eficientes métodos de escavação mecânica, bastante versáteis e com provas dadas em todo o mundo.

Pelo que atrás foi dito, a utilização dos explosivos pode, e deve, ser alvo de um estudo preliminar com vista à determinação ou, no mínimo, à detalhada previsão dos objectivos a atingir e das causas

resultantes, sustentado pelo conhecimento disponível sobre o meio, e sobre os materiais e técnicas de desmonte a utilizar.

Neste trabalho apenas se faz uma referência sucinta à escavação com recurso a fogo uma vez que, dada a actual conjuntura técnico-económica, se optou por dar um ênfase maior à escavação mecânica, mais concretamente à tecnologia das tuneladoras.

5.4. ESCAVAÇÃO MECÂNICA

A escavação mecânica é uma tecnologia, como o próprio nome indica, associada a equipamentos mecânicos. Trata-se de uma tecnologia bastante complexa, que engloba várias componentes no que concerne à forma, técnica de emprego e campo de aplicação.

Neste trabalho será apresentada uma descrição sucinta acerca dos principais equipamentos de escavação mecânica, dando-se especial ênfase à tecnologia das tuneladoras (capítulo 6).

A escavação mecânica de uma galeria pode ser realizada, sem prejuízo das variantes existentes, por dois métodos principais: escavação em secção plena e escavação faseada.

Os equipamentos para escavação mecânica mais utilizados nos dias de hoje são as tuneladoras, para abertura da galeria em secção plena, e as roçadoras, rectroescavadoras e martelos hidráulicos para escavação faseada. Interessa salientar que a evolução tecnológica dos equipamentos hidráulicos e das tuneladoras, alargou a sua amplitude de acção no que diz respeito à capacidade de desmonte de vários tipos de rocha, conferindo-lhes bastante versatilidade.

As roçadoras aplicam-se na escavação de maciços com resistência à compressão entre 80 a 120 MPa, constituídos por rochas pouco abrasivas, de baixa tenacidade e alguma fracturação.

Geralmente este equipamento é aplicado em rochas brandas, existindo diferentes tipos de cabeças, adequados às diferentes características do material a escavar.



Figura 5.1 – Roçadora de braço (www.nortunel.com)



Figura 5.2 – Roçadora de braço (www.tunnelbuilder.es)

As rectoescavadoras e os martelos hidráulicos apenas são aplicáveis a maciços terrosos ou rochosos muito brandos e a sua aplicabilidade depende do espaço disponível, assim como das características do material a escavar.

Em galerias com estrangimentos próprios, nomeadamente em zonas urbanas e com materiais brandos e heterogêneos, estes equipamentos podem tornar-se numa alternativa rentável à utilização de explosivos ou de tuneladoras.



Figura 5.3 – Martelo Hidráulico (www.getefer.com.br)



Figura 5.4 – Martelo Hidráulico (www.nortunel.es)

5.5. COMENTÁRIO FINAL

Existem ainda inúmeros equipamentos, inseridos nas variadas técnicas de escavação mecânica, aplicando nomeadamente máquinas de pré-corte mecânico e de desmonte com equipamentos mecânicos manuais.

Os equipamentos actualmente no mercado, possuem especificações técnicas que são disponibilizadas pelo fabricante. São geralmente catalogados os dados relativos ao avanço, potência e campos de aplicação. A escolha dos equipamentos deve assim ser alvo de um estudo de detalhe que seja capaz de englobar todo o desenvolvimento linear da galeria.

A escolha do equipamento a utilizar na escavação de uma dada galeria, da responsabilidade do Projectista, deverá ter em conta as disponibilidades dos equipamentos dos Empreiteiros para uma dada obra. Ressalva-se que, em obras de grande dimensão, o Empreiteiro poderá adquirir um dado equipamento específico.

Quando se está perante um maciço sem características homogéneas, com ocorrência de materiais brandos e duros, poderá ser benéfico para o desenvolvimento da obra a utilização de vários processos distintos, isto é, poderá ser conveniente a aplicação de explosivos e de métodos mecânicos.

Conforme já foi referido, no capítulo seguinte, será abordada de uma forma mais aprofundada a tecnologia das tuneladoras.

6

TUNELADORAS

6.1. CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

As máquinas que possibilitam a escavação, sem recurso a explosivos, da secção plena, ou seja, em perfil circular são vulgarmente designadas por tuneladoras ou tuneleiras (adaptação da palavra francesa “tunnelier”). Uma vez que, à priori, a secção circular é a mais vantajosa para a execução de aduções hidráulicas que, como no caso em estudo neste trabalho, são frequentemente escavadas em rocha, as tuneleiras são muito usadas para a efectuar estas escavações.

Esta tecnologia atingiu ao longo dos tempos uma eficiência e rendimento consideráveis, sendo actualmente reconhecido o seu grande interesse técnico, económico e humano.

Por entre as vantagens que estão associadas ao uso das tuneladoras, salienta-se o facto de permitirem uma grande economia nos volumes de sobrecavação, na contenção e nos revestimentos, minimizando ainda as perturbações produzidas no maciço rochoso, reduzindo os encargos de exploração, permitindo uma automatização e controlo remoto dos processos de trabalho e potenciando uma maior rapidez de execução dos trabalhos simultaneamente com as melhores condições de trabalho e segurança para os operários.

Interessam referir no entanto algumas objecções apontadas actualmente ao uso das tuneladoras. Tais objecções estão relacionadas com a importância do investimento necessário e com uma menor flexibilidade em relação à possibilidade de eventuais modificações das dimensões das secções transversais ao longo do percurso e à adaptação às condições geotécnicas correspondentes, em comparação com os métodos tradicionais.

No que diz respeito ao investimento necessário, este tem vindo a diminuir ao longo dos anos devido à possibilidade de reutilização das tuneladoras que permite uma redução dos encargos fixos e do atraso do lançamento do estaleiro. A evolução técnica que os construtores e utilizadores das tuneladoras se têm empenhado, está dirigida no sentido de tornar o método suficientemente versátil por forma a adaptar-se às modificações das dimensões das secções transversais, às inevitáveis surpresas das formações geológicas permitindo ultrapassar, com o mínimo de encargos, as dificuldades que possam surgir.

6.2. TIPOS DE TUNELADORAS

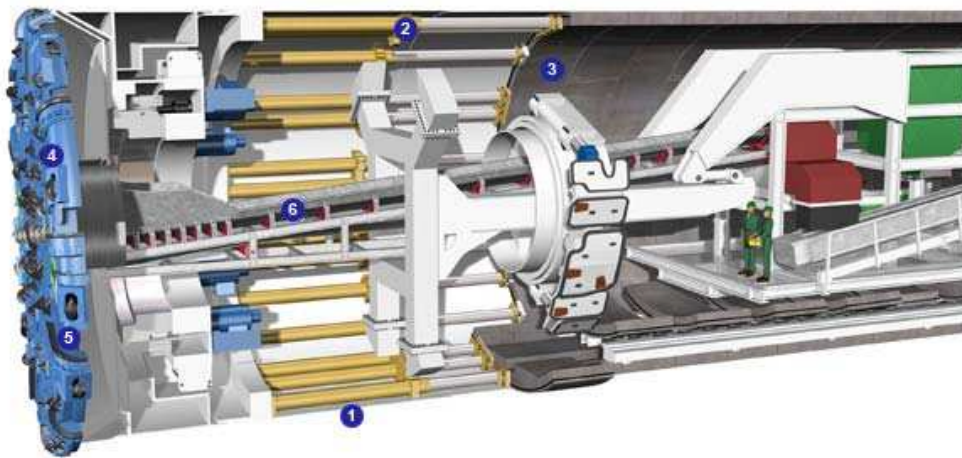
Actualmente, as tuneladoras existentes classificam-se segundo três tipos básicos: tuneladoras para Rocha Dura, para Solos e de Escudos de Água e Argila.

6.2.1. TUNELADORA DE ROCHA DURA - TBM

As tuneladoras de rocha dura, mais conhecidas tecnicamente por TBM (Tunnel Boring Machine) são máquinas robustas e relativamente simples. O seu modo de funcionamento consiste em comprimir contra o maciço rochoso os discos de metal duro que cortam o maciço de tal forma que o material se desagrega, sendo extraído através das cabeças de corte que conduzem o escombros num tapete que por sua vez o levará através de outro tapete para o exterior. A sustentação, quando necessária faz-se utilizando os métodos convencionais: fundamentalmente pregagens ou betão projectado. Para suportar a reacção da cabeça de corte e fazer avançar a tuneladora, as TBM apoiam-se no maciço através de apoios transversais (grippers).

As condições do maciço que delimitam o funcionamento da TBM são a resistência à compressão simples e o conteúdo de alguns minerais como o quartzo, bem como a sustentabilidade do maciço durante a escavação, no pressuposto que a sua resistência é suficiente para que os grippers se possam apoiar.

6.2.1.1. TBM de Escudo Simples



Legenda: 1 – Escudo; 2 – Cilindros Hidráulicos; 3 – Anel de segmento; 4 – Disco Cortador; 5 – Bordo do balde de escombros; 6 – Tapete.

Figura 6.1 – Esquema de uma tuneladora TBM de Escudo Simples (www.herrenknecht.com)

A tuneladora TBM de Escudo Simples pertence a uma categoria de máquinas que são ajustadas com um escudo aberto. As máquinas de construção de túnel descritas como escudos abertos são máquinas sem um sistema fechado de compensação de pressão na frente do túnel, por outras palavras, nenhuma câmara de escavação é definida. As tuneladoras TBM's de escudo simples ajustadas com um escudo são usadas em formações de rocha frágeis ou rocha suave. Ressalva-se ainda que as TBM's de escudo simples têm uma variedade muito larga no que concerne ao seu campo de aplicação na rocha difícil.

Protegida pelo escudo (1) que se caracteriza com sendo uma estrutura de aço delgada e cilíndrica, a máquina dirige-se para a frente do túnel praticamente automaticamente. Para dirigir o túnel adiante, o Escudo Único TBM é apoiado por meio de cilindros de impulso hidráulicos (2) no anel de segmento (3) instalado. A roda que corta (4) é ajustada com discos de rocha dura, que rolam através da cabeça túnel, cortando a rocha. O bordo do balde de escombros (5), que é posicionado atrás dos discos, transporta a rocha extraída. O material escavado é trazido à superfície através de tapetes rolantes (6).

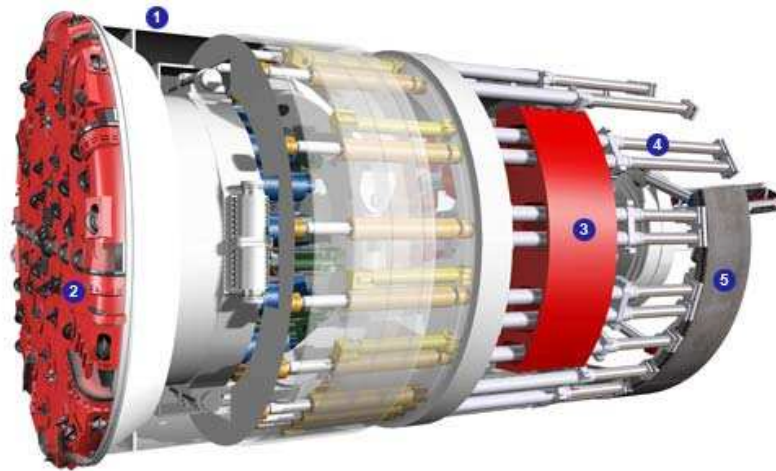


Figura 6.2 – TBM de Escudo Simples com diâmetro = 3.065 m (www.herrenknecht.com)



Figura 6.3 – TBM de Escudo Simples (aspecto interior) (www.herrenknecht.com)

6.2.1.2. TBM de Duplo Escudo



Legenda: 1 – Escudo ou Disco; 2 – Cabeça, Disco Cortador; 3 – “Gripper” (apoio); 4 – Cilindros de impulso Auxiliares; 5 – Sustimento.

Figura 6.4 – Esquema de uma tuneladora TBM de Duplo Escudo (www.herrenknecht.com)

A TBM de Duplo Escudo deve o seu nome ao seu desenho especial, cuja característica principal é um escudo de frente de extensível (1) na parte dianteira da máquina que permite que o disco cortador (2) actue. As forças de reacção (torção e forças axiais e longitudinais) actuam durante a perfuração e são aplicadas na rocha, estando a TBM apoiada pelos “grippers” (3), que estão localizados na secção da tuneladora. Após a dissipação das forças aplicadas, o sustimento (5) pode ser instalado durante a construção de túnel, assegurando assim a completa construção do túnel, facto que não é possível através do método convencional. Terminada a acção do impulso, os “grippers” são retraídos e a secção traseira da tuneladora é empurrada contra o escudo dianteiro pelos cilindros de impulso auxiliares (4). Esta fase de mudança só dura alguns minutos e logo a seguinte secção do túnel pode ser escavada.



Figura 6.5 – TBM de Duplo Escudo com diâmetro = 3.370 m (www.herrenknecht.com)

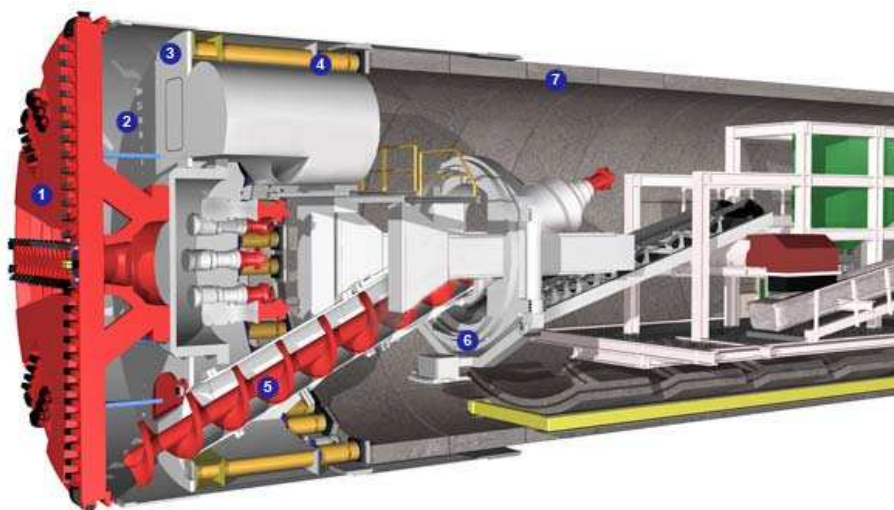


Figura 6.6 – TBM de Duplo Escudo com diâmetro = 5.180 m (www.herrenknecht.com)

6.2.2. TUNELADORA PARA SOLOS - EPB

Este tipo de tuneladoras, normalmente designadas por tuneladoras EPB (Earth Pressure Balanced) é normalmente usado quando se está perante um terreno não rochoso em que a frente de escavação não é estável. Estas máquinas estão envolvidas por um escudo que sustenta o terreno junto da escavação e permite colocar a sustentação em si (betão projectado, pregagens, etc.). Estão dotadas de uma câmara de escavação que permanece sob pressão empurrando para a frente a formação através de cilindros hidráulicos. Nalgumas situações excepcionais adicionam-se aditivos à base de polímeros ou de suspensões de argila. A extracção do material é feita através dum Parafuso de Arquimedes estanque. A pressão na frente da tuneladora consegue-se controlando a entrada e saída do material da câmara, mediante a regulação simultânea da rotação do parafuso e da velocidade de avanço da escavação.

Como o cilindro exterior tem um diâmetro superior ao diâmetro do anel de furação, logo que a máquina avance, cria-se uma cavidade entre a escavação e a sustentação, de aproximadamente 15-20 cm, que deve ser preenchida com injeção de argamassa para evitar a cedência do material do maciço. A fim de evitar que a argamassa prenda o escudo em si, este é dotado de 3 ordens de escovas de aço.



Legenda: 1 – Disco Cortador; 2 – Câmara de escavação; 3 – Anteparo de Pressão; 4 – Cilindros de impulso; 5 – Trado;
6 – Erectores; 7 – Sustimento

Figura 6.7 – Esquema de uma tuneladora EPB (www.herrenknecht.com)

Quando a escavação é realizada em solos instáveis, a perda de estabilidade na frente de escavação do túnel é impedida pela criação de uma pressão de suporte. Com o uso da tuneladora EPB, o solo coesivo é escavado pelo disco cortador (1) que serve de apoio à frente de escavação. A área do escudo onde gira o disco cortador é conhecida como a câmara de escavação (2) e está separada da secção do escudo sob pressão atmosférica pela anteparo de pressão (3).

O solo é escavado pelo disco cortador, cai através das aberturas do disco para a câmara de escavação e mistura-se com o solo já existente. A penetração incontrolada do solo da frente de escavação do túnel na câmara de escavação é evitada pela força de impulso dos cilindros (4), que é transmitida do anteparo de pressão para o solo. O equilíbrio é conseguido quando o solo na câmara de escavação não pode ser mais compactado.

O material escavado é retirado da câmara de escavação por um transportador de trado (5). O material retirado é controlado pela velocidade do trado e pela abertura do transportador de trado superior. O transportador de trado transmite o material escavado à primeira de uma série de cintas transportadoras.

Os túneis são normalmente revestidos com um revestimento de aço reforçado em segmentos (7), que são posicionados sob pressão atmosférica através de erectores (6) na área do escudo atrás do anteparo de pressão, sendo posteriormente fortalecido com a injeção de betão nas possíveis aberturas ou directamente nos segmentos.



Figura 6.8 – Tuneladora EPB com diâmetro = 6.541 m (www.herrenknecht.com)



Figura 6.9 – Tuneladora EPB com diâmetro = 6.600 m (www.herrenknecht.com)

6.2.3. TUNELADORA DE ESCUDOS DE ÁGUA E ARGILA

Este tipo de tuneladoras é adequado para solos muito incoerentes. São contudo semelhantes às tuneladoras para solos, evidenciando todavia duas grandes diferenças: a pressão do solo na câmara é obtida misturando o terreno escavado com uma mistura de água e argila, conseguindo-se assim um excelente controlo da pressão e um custo energético muito menor sendo a extracção do material é feita por um tubo que bomba a mistura acima referida para o exterior. A desvantagem deste tipo de tuneladora reside na necessidade de tratamento do terreno escavado, misturado com os lodos, que exige instalações de grande área para a separação das partículas mais finas.

6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para obter êxito aquando de um projecto e construção de uma galeria, é necessário controlar e dominar os três aspectos básicos e fundamentais a reter: estabilidade, deformações e revestimento.

A estabilidade da frente é essencial tanto do ponto de vista da segurança durante a construção quer dentro da galeria em si quer à superfície. Mesmo quando se usa revestimento, é necessário garantir a estabilidade da escavação até se instalar o revestimento em si e este entrar em carga

O estudo das deformações do terreno afecta as construções, tendo este facto maior relevo nas obras urbanas. Nestes casos devem-se estabelecer os limites admissíveis de forma a não causar danos às estruturas em torno da galeria assim como prever os assentamentos das mesmas.

O revestimento, quando necessário, deve ser pensado para que funcione correctamente durante toda a vida útil da estrutura.

7

CONSIDERAÇÕES E CONCLUSÕES SOBRE O REVESTIMENTO DA GALERIA

Neste capítulo aborda-se a relação entre o secção a escavar e o acabamento a respeitar na galeria, com ou sem revestimento. Aqui estão presentes porventura o conjunto de considerações mais importantes a reter, por serem inéditos.

A execução de galerias de adução funcionando sobre pressão está intimamente ligada com o seu funcionamento hidráulico. Por outro lado, como foi referido e justificado no capítulo 2 deste trabalho, o escoamento neste tipo de aduções processa-se normalmente no regime turbulento rugoso.

Nestas situações, o acabamento da galeria assume uma grande importância na definição da perda de carga, uma vez que perda de carga apenas depende da rugosidade relativa.

Em grande parte das obras envolvendo galerias de adução, nomeadamente nos grandes concursos internacionais (nos documentos de concurso), é exigida a garantia de um dado valor para a perda de carga pese embora não seja imposta nenhuma restrição relativamente ao processo de execução da galeria.

Nestas situações, as propostas de execução de cada concorrente estão directamente relacionadas com os recursos que cada um tem disponíveis para a construção da galeria, logo, serão possíveis propostas muito diferentes no que diz respeito ao método de execução, diâmetro a escavar, custos, etc.

Na preparação deste trabalho, foram elaborados alguns elementos gráficos capazes possibilitar uma ponderação rápida entre as várias opções, por parte do concorrente do concurso.

Considerando a equação de MANNING-STRICKLER, expressão 2.17, uma vez que a perda de carga tem de ser respeitada, pode escrever-se que:

$$j = \frac{Q^2}{K^2 \cdot S^2 \cdot R^{4/3}}$$
$$\frac{Q^2}{K^2 \cdot S^2 \cdot R^{4/3}} = \text{Constante}$$

Dado que o caudal a considerar é constante, pode concluir-se que:

$$K^2 \cdot S^2 \cdot R^{4/3} = \text{Constante}$$

Desenvolvendo a expressão temos que:

$$K^2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right)^2 \cdot \left(\frac{D}{4} \right)^{4/3} = \text{Constante}$$

Conclui-se então que, para uma situação genérica, independentemente da perda de carga em questão, a relação a respeitar em cada uma das opções de execução é:

$$K_1^2 D_1^{16/3} = K_2^2 D_2^{16/3} \Leftrightarrow K_1 D_1^{8/3} = K_2 D_2^{8/3}$$

Considerando o parâmetro c adiante definido pela expressão 7.1, o diâmetro D_1 pode ser relacionado com o diâmetro D_2 pela expressão 7.2, em que c é a razão entre K_1 e K_2 .

$$c = \frac{K_1}{K_2} \quad (7.1.)$$

$$D_2 = c^{3/8} \cdot D_1 \quad (7.2.)$$

Para ponderar as várias opções para a execução da galeria, partindo de uma solução base, com um dado acabamento caracterizado pelo parâmetro de MANNING-STRICKLER – K_1 e por um diâmetro D_1 , é possível ponderar a viabilidade técnico-económica da construção da galeria com recurso a outro método construtivo, com ou sem revestimento, sendo o diâmetro a escavar D_2 , obtido pelo gráfico da figura 7.1 ou pelo gráfico da figura 7.2.

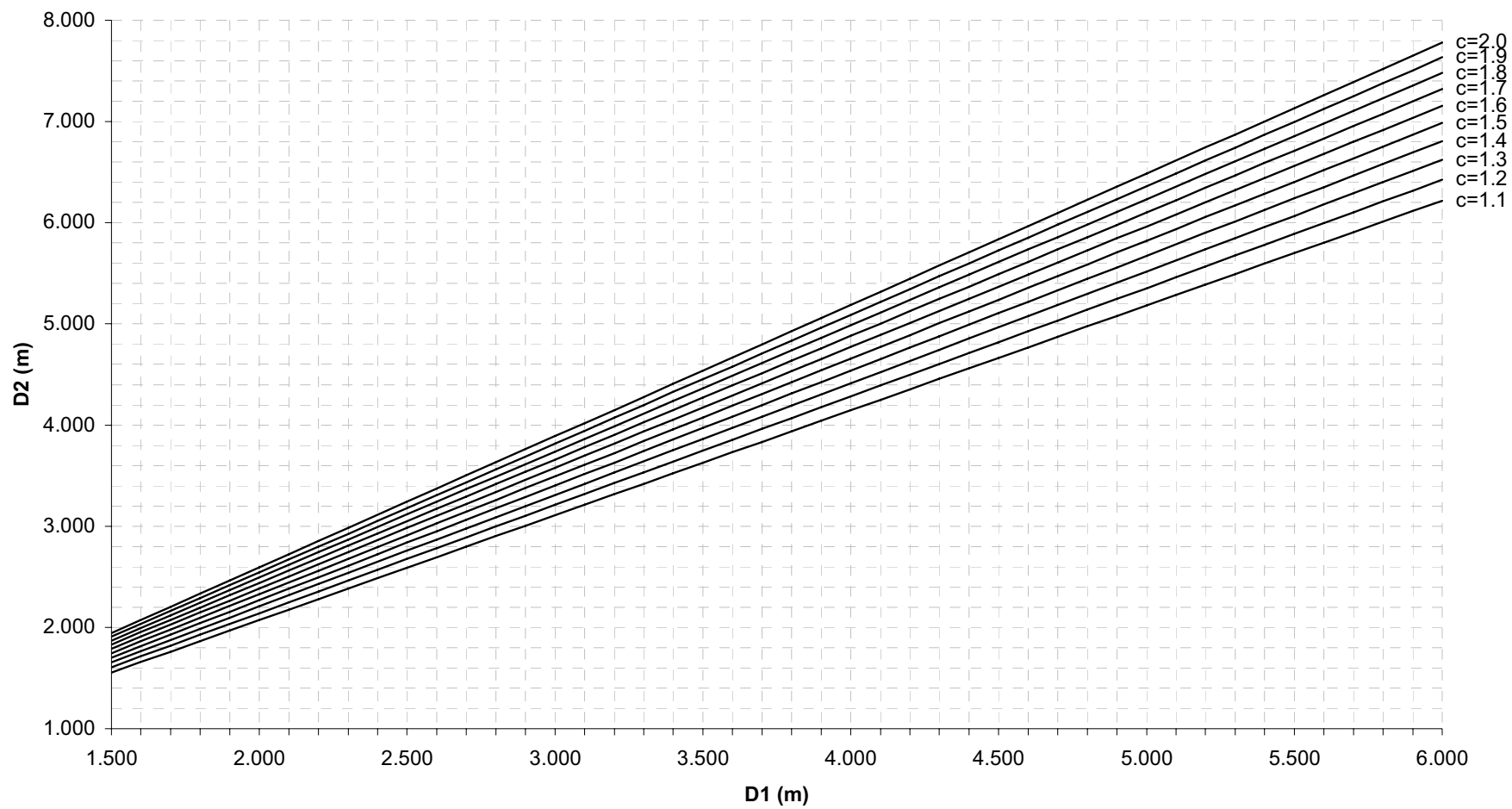


Figura 7.1 – Relação entre os diâmetros e a rugosidade das paredes em contacto com o escoamento de uma galeria de adução, para a mesma perda de carga.

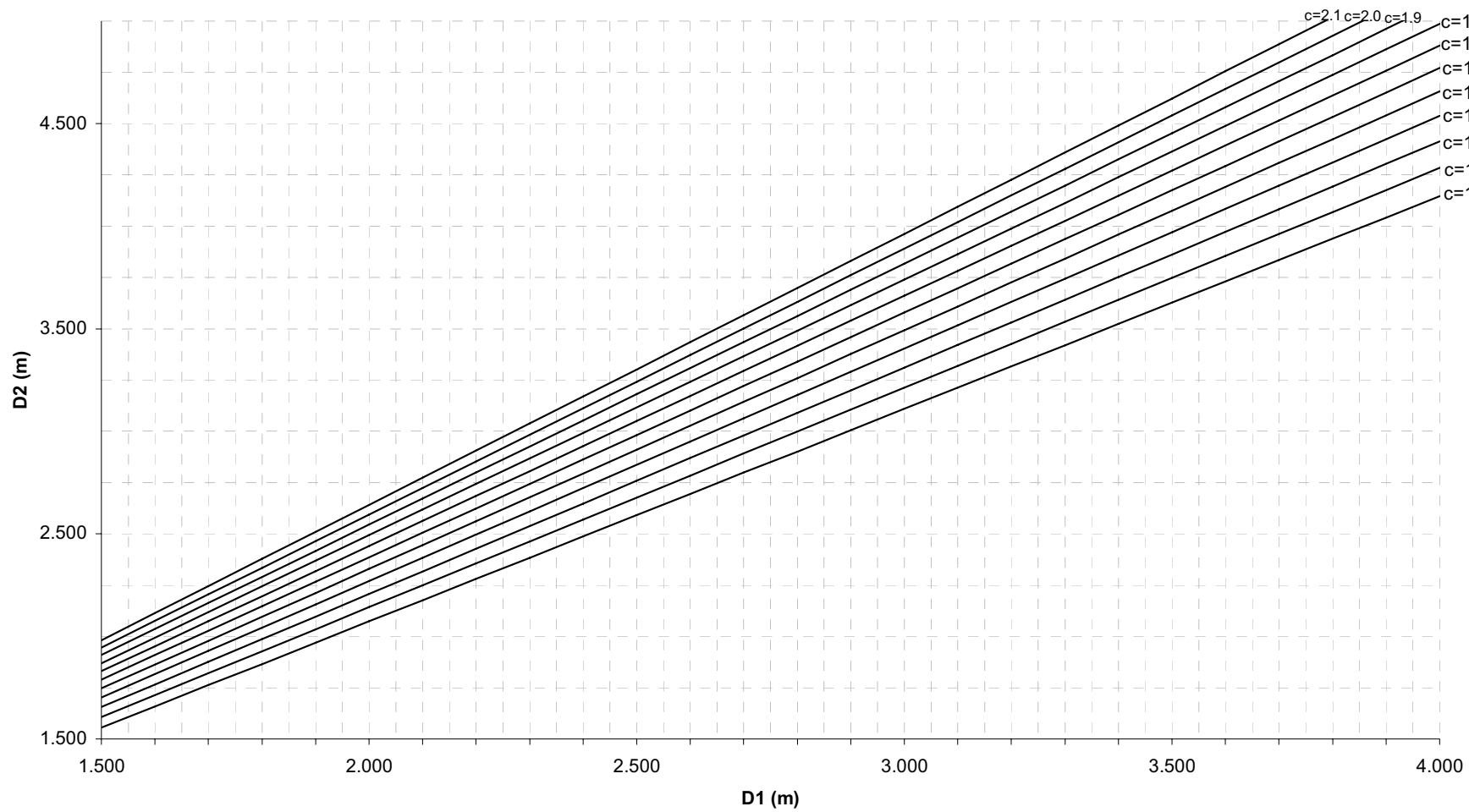


Figura 7.2 – Relação entre os diâmetros e a rugosidade das paredes em contacto com o escoamento de uma galeria de adução, para a mesma perda de carga.

Por vezes, o acabamento proporcionado por um dado método construtivo ou por um dado revestimento quando a galeria é revestida é caracterizado pela rugosidade absoluta, k , em vez de ser caracterizada pelo coeficiente de MANNING-STRICKLER, K o que impossibilita a utilização directa dos gráficos propostos na figura 7.1 e 7.2.

Como tal, o autor achou conveniente relacionar a rugosidade absoluta, k , com o coeficiente de MANNING-STRICKLER, K para estender a aplicabilidade dos gráficos da figura 7.1 e 7.2.

Considerando a fórmula de MANNING-STRICKLER (equação 2.17):

$$Q = KSR^{2/3} j^{1/2} \Leftrightarrow U = K \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} j^{1/2}$$

Tendo em conta a fórmula de DARCY-WEISBACH (expressão 2.5), substituindo na fórmula de MANNING-STRICKLER e resolvendo em ordem a λ vem que:

$$\begin{aligned} U &= K \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \left(\frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \right)^{1/2} \Leftrightarrow \\ U &= K \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \left(\frac{\lambda}{D} \right)^{1/2} \left(\frac{U}{4.43} \right) \Leftrightarrow \\ \sqrt{\lambda} &= \frac{U \cdot 4^{2/3} \cdot D^{1/2} \cdot 4.43}{K \cdot D^{2/3} \cdot U} \Leftrightarrow \\ \lambda &= \left(\frac{11.16}{K} \cdot D^{-1/6} \right)^2 \Leftrightarrow \\ \lambda &= \frac{124.55}{D^{1/3} K^2} \quad (7.3.) \end{aligned}$$

Como foi referido e justificado no capítulo 2, o escoamento nas aduções deste tipo processa-se no regime turbulento hidraulicamente rugoso. Como tal, λ é independente do número de REYNOLDS. Relacionando a equação 7.3 com a expressão 2.12, obtém-se:

$$\begin{aligned} \frac{1}{\frac{\sqrt{124.55}}{D^{1/6} \cdot K}} &= -2 \log \left(\frac{k}{D \cdot 3.7} \right) \Leftrightarrow \\ \frac{D^{1/6} \cdot K}{\sqrt{124.55}} &= -2 \log \left(\frac{k}{3.7 \cdot D} \right) \Leftrightarrow \\ K &= \frac{-2 \log \left(\frac{k}{3.7 \cdot D} \right) \cdot \sqrt{124.55}}{D^{1/6}} \Leftrightarrow \\ K &= \frac{22.32}{D^{1/6}} \cdot \log \left(\frac{3.7D}{k} \right) \quad (7.4.) \end{aligned}$$

Comprova-se assim que o coeficiente K não pode ser considerado como um indicador unívoco da rugosidade das paredes em contacto com o fluído porque não depende apenas da rugosidade equivalente mas também do diâmetro da conduta.

Assim sempre que for necessário obter K (MANNING-STRICLER) em função da rugosidade absoluta, k , o autor sugere a utilização da expressão 7.4.

Na figura 7.3 é proposto um gráfico que permite verificar a relação entre os dois parâmetros acima referidos. A figura 7.4 mostra um ábaco adaptado aos valores mais correntes, para possibilitar obter K (MANNING-STRICLER) em função da rugosidade absoluta, k e reciprocamente.

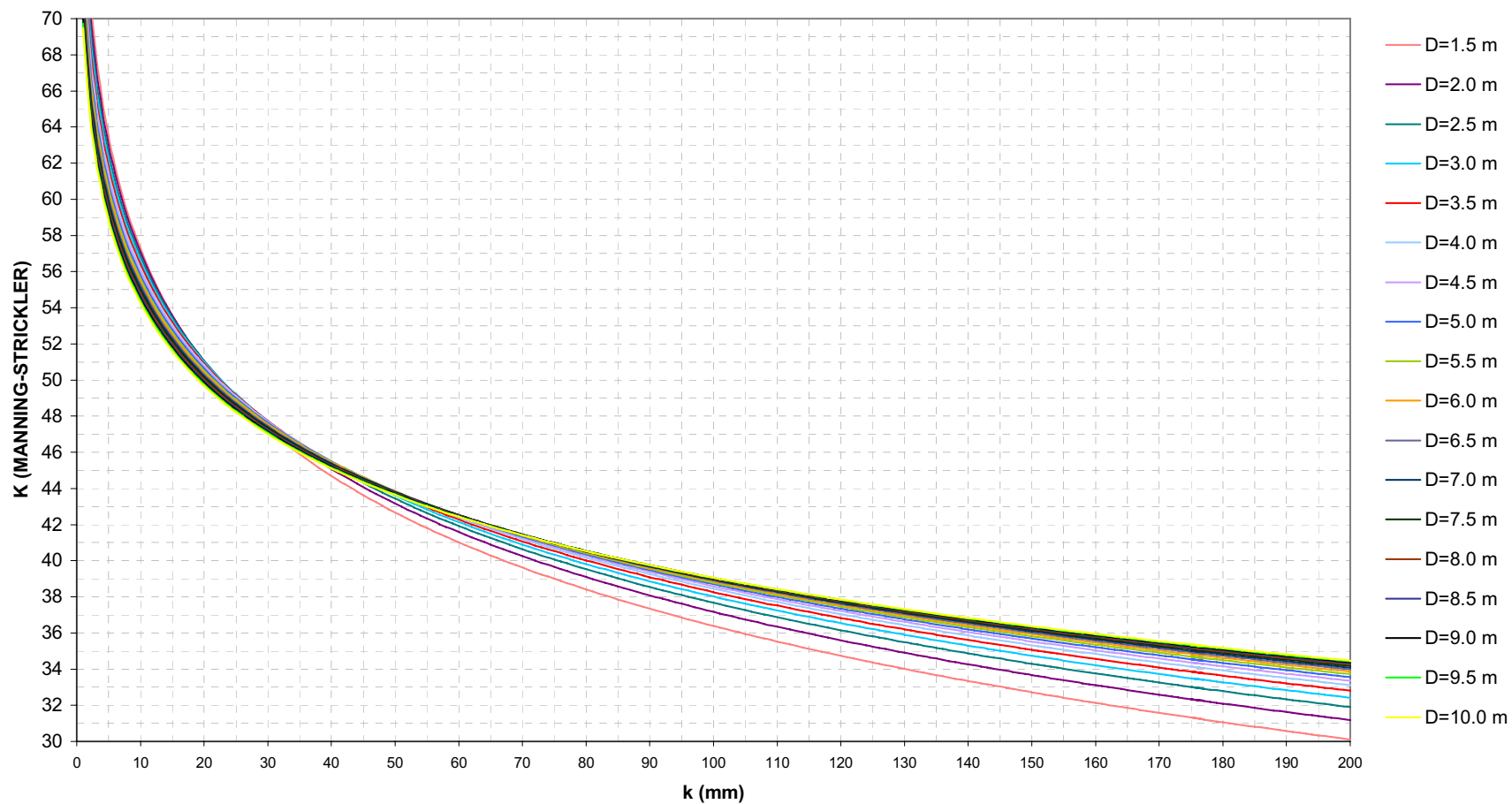


Figura 7.3 – Relação entre os entre K (MANNING-STRICKLER) e a rugosidade absoluta, k, de acordo com o diâmetro

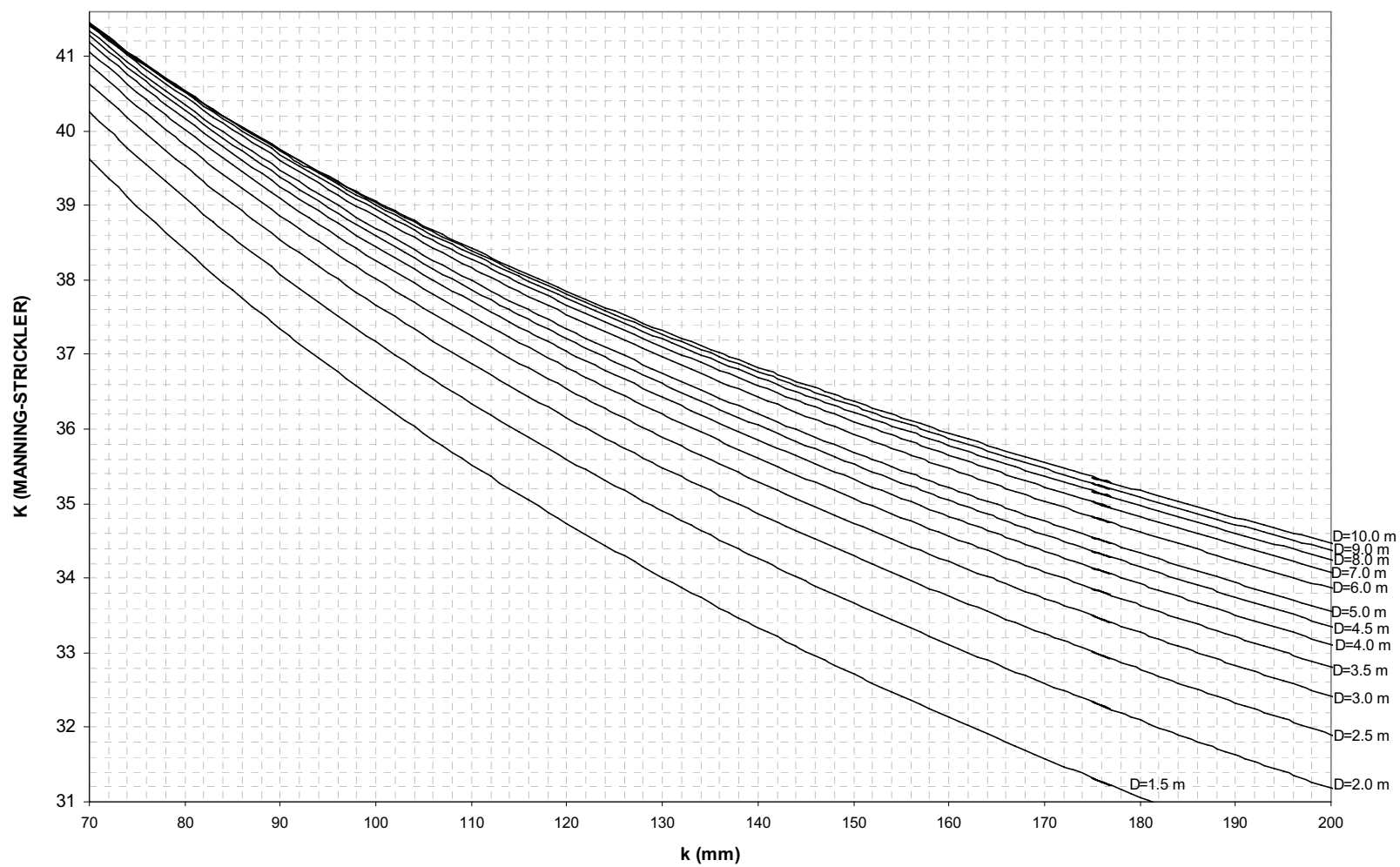


Figura 7.4 – Relação entre K (MANNING-STRICKLER) e a rugosidade absoluta, k para valores correntes, de acordo com o diâmetro

8

ESTUDO DE CASO: GALERIA DA CONDUTA SUB-HORIZONTAL DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DE CATIVELOS

8.1. DESCRIÇÃO GERAL DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO

O Aproveitamento Hidroeléctrico de Cativelos foi pensado de forma a não possuir qualquer capacidade de armazenamento, pelo que se previu o aproveitamento a fio de água e é essencialmente constituído por um circuito hidráulico que se inicia no Rio Torto, numa secção próxima da povoação de Cativelos, sensivelmente à cota de 382.00. Nesta secção, distando cerca de 50 m de um açude existente a jusante, será implantado um novo açude, a construir em betão armado, que estabelecerá o NPA (Nível de Pleno Armazenamento) à cota 390.00.

O NPA assim definido gerará uma albufeira com um volume bruto de 76881 m^3 , que se desenvolverá numa extensão de cerca de 650 m para montante do açude a construir.

O NME (Nível Máximo de Exploração), calculado para uma cheia com período de retorno de 500 anos, é estimado à cota 393.00, tendo em consideração quer o desenvolvimento de 20.00 m para a soleira descarregadora, quer a geometria da mesma (soleira normal -WES).

Perto da secção média do açude será instalada uma descarga de fundo com o diâmetro de 1200 mm, que permitirá o esvaziamento da albufeira e a passagem do caudal sólido. Esta descarga de fundo será munida a montante quer de uma comporta, manobrável a partir de um passadiço instalado acima do nível de máxima cheia, quer de uma grelha grossa para impedir a sua obturação por material sólido mais grosseiro. A jusante será instalada uma válvula de jacto oco. Na tubagem da descarga de fundo será realizada uma picagem para ligação ao circuito de alimentação do caudal ecológico. Tal circuito será materializado por uma tubagem metálica de 1400 mm de diâmetro que transportará o caudal de $4.60 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondente a cerca de 20% do caudal modular.

Na margem direita da secção de implantação do açude será instalada a tomada de água que permitirá a entrada dos caudais na conduta sub-horizontal. Neste órgão serão instaladas uma comporta e uma grelha grossa. A tomada de água terá uma câmara a montante para sedimentação de material sólido, permitindo igualmente, através de uma comporta basculante, que os materiais flutuantes sejam retirados para jusante do açude, evitando-se a colmatação da tomada de água na qual se instalará ainda uma grelha fina.

No bloco de betão da tomada de água será instalada uma peça de transição, em aço, de uma secção quadrangular de 2.00 m de lado para uma secção de 2.00 m de diâmetro, secção esta correspondente à secção da conduta sub-horizontal.

Esta conduta, no diâmetro referido, desenvolve-se, durante os primeiros 375 m, junto à margem direita do Rio Torto e a céu aberto, inflectindo de seguida para a direita, em direcção à E.N. 232. A partir deste ponto, e até ao km 1+083 a conduta será enterrada após instalação em vala. A travessia da E.N. 232, ao km 0+875 e numa extensão de cerca de 20 m, será realizada com recurso a escavação mineira e posterior injeção de betão do espaço compreendido entre a escavação e a conduta.

Ao km 1+083 a conduta sub-horizontal é interrompida, passando o escoamento a fazer-se em pressão ao longo da **galeria** (túnel). A galeria desenvolver-se-á até ao km 2+083, numa extensão total de cerca de 1000 m.

A conduta sub-horizontal surgirá então na encosta voltada para a bacia do Rio Mondego, à cota aproximada de 384, desenvolvendo-se então a sua plataforma de apoio em perfil misto (escavação e aterro). Caso a secção de escavação tenha uma altura superior a 2.20 m, a conduta será posteriormente aterrada de forma a garantirem-se pontos de travessia sobre este órgão de alimentação de caudais. Na secção ao km 3+544 aproximadamente, será instalada uma descarga de fundo para eventual esvaziamento da conduta, dado ser este o único ponto baixo da conduta (cota aproximada de (366.00).

Ao km 3+642, à cota aproximada de 368 será realizada a transição da conduta sub-horizontal para a conduta forçada, sendo que, face aos estudos desenvolvidos, será necessária a instalação de um órgão de amortecimento do choque hidráulico tipo chaminé de equilíbrio.

A conduta forçada, no diâmetro de 3.60 m, será totalmente enterrada, vencendo um desnível de cerca de cerca de 110 m e tendo um desenvolvimento aproximado de 415 m.

O piso da central será realizado à cota aproximada de (257.00), estando prevista a instalação de dois grupos de turbinas, debitando um caudal máximo conjunto de 40 m³/s.

O canal de restituição, com uma largura de 4.00 m, garantirá o afogamento dos difusores das turbinas a uma cota mínima de (254.00), obtendo-se então, uma queda bruta de 136.00 m (390.00 – 254.00).

A central terá uma área coberta próxima dos 16x9 m².

O quadro 8.1 resume as características principais do Aproveitamento:

Quadro 8.1 – Características do Aproveitamento Hidroeléctrico de Cativelos

Características	Dimensões
Caudal máximo derivado e turbinado	40.00 m ³ /s
Caudal modular	23.00 m ³ /s
Caudal reservado (caudal ecológico + caudal para rega)	4.60 m ³ /s
Altura do açude (até à soleira descarregadora))	10.40 m
Desenvolvimento previsto da soleira descarregadora	20.00 m
Cota do nível de pleno armazenamento (NPA)	390.00
Cota do nível de máxima cheia (NMC)	393.00
Cota da soleira da tomada de água	387.00
Volume bruto da albufeira (NPA)	76881 m ³
Circuito hidráulico:	
Conduta 3000 mm	2642 m
Secção em Túnel	1000 m
Conduta 3600 mm, enterrada	415 m
Central:	
Cota de restituição	254.00
Queda bruta (390 - 254)	136.00 m
Número de grupos	2
Tipo de turbina	Francis (eixo horizontal)
Potência instalada	45360 kW

8.2. GALERIA DE ADUÇÃO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DE CATIVELOS

O Projecto de Execução prevê uma galeria com comprimento de 1000 m, entre os km's 1+083 e 2+083, foi pré dimensionada com diâmetros interiores de Ø4000mm a Ø3600mm, dependendo do recobrimento de betão a executar posteriormente. A sua orientação será sudoeste/nordeste.

O seu traçado em planta foi determinado pela existência de uma pedreira localizada sensivelmente no topo da elevação existente entre a boca inicial do túnel e o início da conduta forçada, obrigando o túnel, por razões de segurança a desviar-se para a direita da referida elevação.

No estudo realizado anteriormente considerou-se que a galeria seria executada com recurso à tecnologia das tuneladoras, não se prevendo, pela observação visual das formações geológicas detectadas, bem assim como pelos trabalhos de reconhecimento geológico-geotécnicos desenvolvidos, a necessidade de execução de grandes sustimentos, excepto nas zonas dos emboquilhamentos, onde as

coberturas são reduzidas e onde o material granítico a atravessar se encontra mais alterado e fracturado. No interior do túnel estava prevista a gunitagem de betão com fibras metálicas das superfícies escavadas numa espessura de 10 cm. Tais trabalhos pretendiam impermeabilizar o túnel, evitando, tanto quanto possível, modificar os níveis freáticos instalados.

Nas considerações seguintes pretende-se avaliar a viabilidade do uso da tecnologia das tuneladoras na construção da galeria, esclarecendo e clarificando os aspectos directamente relacionados com as decisões a tomar.

À imagem dos grandes concursos internacionais relacionados com estas questões, o objectivo deste trabalho consiste em decidir o diâmetro da galeria, bem como o seu revestimento.

Assim, se por um lado temos a opção de escavar a galeria com um dado diâmetro (revestindo-a depois com betão cofrado para permitir obter uma secção transversal com um dado acabamento superficial e um dado diâmetro, como aliás está previsto no projecto de execução), por outro lado, há também a opção de escavar a galeria com um diâmetro superior para que se consiga garantir a mesma perda de carga da situação anterior, mesmo não revestindo a galeria, isto é, permitindo que o escoamento se processe directamente em contacto com a superfície rochosa de escavação.

Para comparar estas diferentes soluções é imprescindível a ponderação sobre várias questões relacionadas com os aspectos técnico-económicos de cada processo de execução e com o funcionamento hidráulico de cada solução. Interessa referir que as diferentes soluções a adoptar estão directamente relacionadas com os equipamentos que cada empreiteiro tem disponíveis.

8.3. ESCOLHA DA METODOLOGIA ÓPTIMA PARA CONSTRUÇÃO DA GALERIA - ÍNDICE DE ESCAVABILIDADE DO MACIÇO ROCHOSO – RME

8.3.1. VALORES QUE INTEGRAM O RME

Como foi referido no capítulo 3, para definir este parâmetro, é necessária alguma informação relacionada com os parâmetros geotécnicos. Para o caso de estudo da galeria de adução do aproveitamento hidroeléctrico de Cativeiros, consultou-se o Estudo Geológico-Geotécnico do Projecto de Execução do Aproveitamento Hidroeléctrico de Cativeiros da autoria da empresa Ferreira Lemos, engenharia, Lda. e Geoárea, Consultores de Geotecnia e Ambiente Lda. datado de Dezembro 2006.

Os valores referidos para σ_{ci} variam em função de duas zonas geológicas definidas no estudo: ZG1 e ZG2. Assim para a ZG1 o valor de σ_{ci} é igual a 100 MPa e para a zona ZG2 é igual a 70MPa. No mesmo estudo é referido que as descontinuidades se caracterizam por uma orientação oblíqua em relação ao eixo da galeria e relativamente homogéneas, prevendo-se cerca de 8 a 15 fissuras por metro. A afluência de água na escavação será de cerca de 30 a 70 l/s.

Quanto à perfurabilidade (face à omissão deste parâmetro no estudo geológico-geotécnico), será quantificada por um valor de DRI entre 50 a 65 (valor médio considerado razoável). Quanto ao tempo de autoestabilidade, no relatório consultado também não é referido nenhum valor para o mesmo, nem sequer é referido um valor para o RMR por forma a possibilitar obter o valor do tempo de autoestabilidade conforme é indicado em 4.5.3. Face a esta dificuldade, considerou-se o tempo de autoestabilidade situado entre 24 a 96 horas, valor médio considerado razoável, face à experiência auscultada.

8.3.2. CÁLCULO DO RME

De acordo com o atrás referido, a classificação de cada parâmetro é feita de acordo com o Quadro 3.1. Os quadros 8.2 e 8.3 apresenta o resumo da classificação dada a cada parâmetro de acordo com os estudos desenvolvidos por BIENIAWSKI et al, 2006.

8.3.2.1. Cálculo do RME para a zona geológica ZG1

Quadro 8.2 – Classificação de cada parâmetro para cálculo do RME (ZG1)

Parâmetro		Descrição	Classificação
σ_{ci} (MPa)		100	5
DRI		50 a 65	7
Descontinuidades na frente de escavação	Homogeneidade	Homogéneo	10
	Nº de fissuras por metro	8 a 15	20
	Orientação relativamente ao eixo do túnel	Oblíqua	5
Tempo de autoestabilidade		24 a 96 horas	10
Afluência de água		30 l/s a 70 l/s	2
		RME =	59

8.3.2.2. Cálculo do RME para a zona geológica ZG2

Quadro 8.3 – Classificação de cada parâmetro para cálculo do RME (ZG2)

Parâmetro		Descrição	Classificação
σ_{ci} (MPa)		70	15
DRI		50 a 65	7
Descontinuidades na frente de escavação	Homogeneidade	Homogéneo	10
	Nº de fissuras por metro	8 a 15	20
	Orientação relativamente ao eixo do túnel	Oblíqua	5
Tempo de autoestabilidade		24 a 96 horas	10
Afluência de água		30 l/s a 70 l/s	2
		RME =	69

8.3.3. CONCLUSÃO

Para ambas as zonas podemos verificar que, de acordo com o RME calculado para a zona geológica ZG1 e para a zona geológica ZG2, o uso das TBM's de duplo escudo é bastante recomendável, prevendo-se que as velocidades de avanço obtidas para estes maciços estejam compreendidas entre 10 m/dia e 16 m/dia, para galerias com cerca de 10 m de diâmetro.

8.3.4. ESTIMATIVA DA VELOCIDADE MÉDIA DE AVANÇO – ARA

De acordo com a expressão 4.5, a velocidade média de avanço prevista aquando da execução do túnel varia com o RME. Então para as zonas geológicas distintas, teremos velocidades médias de avanço diferentes.

Para a zona ZG1, com o índice de escavabilidade do maciço rochoso – RME igual a 59, a velocidade média de avanço- ARA , calculada por aplicação da expressão 4.5, é igual a 12.6 m/dia.

$$ARA(m / dia) = 0,213 \cdot RME \Leftrightarrow ARA = 0,213 \cdot 59 \Leftrightarrow ARA = 12.6 \text{ m/dia}$$

Para a zona geológica ZG2, com RME igual a 69, a velocidade média de avanço – ARA é igual a 14.7 m/dia.

$$ARA(m / dia) = 0,213 \cdot RME \Leftrightarrow ARA = 0,213 \cdot 69 \Leftrightarrow ARA = 14.7 \text{ m/dia}$$

Salienta-se que estes valores obtidos para a ARA são válidos para galerias com diâmetro na ordem dos 10 m.

Na execução da galeria do Aproveitamento Hidroeléctrico de Cativelos prevê-se um diâmetro entre 3.6 m e 5 m. Como foi referido no capítulo 3, é necessário efectuar uma correcção ao valor de ARA de acordo com o diâmetro a escavar. O factor de correcção – K_D para cada diâmetro, calculado pela expressão 4.6, é apresentado no quadro 8.4.

Quadro 8.4 – Factor de Correcção - K_D

Diâmetro (m)	K_D
3.6	1.68
3.7	1.64
3.8	1.61
3.9	1.58
4.0	1.54
4.1	1.51
4.2	1.48
4.3	1.46
4.4	1.43
4.5	1.41
4.6	1.38
4.7	1.36
4.8	1.34
4.9	1.32
5.0	1.30

A figura 8.1 apresenta a variação da velocidade média de avanço - ARA (m/dia) em função do RME para a gama de diâmetros que interessam analisar no caso da galeria em estudo.

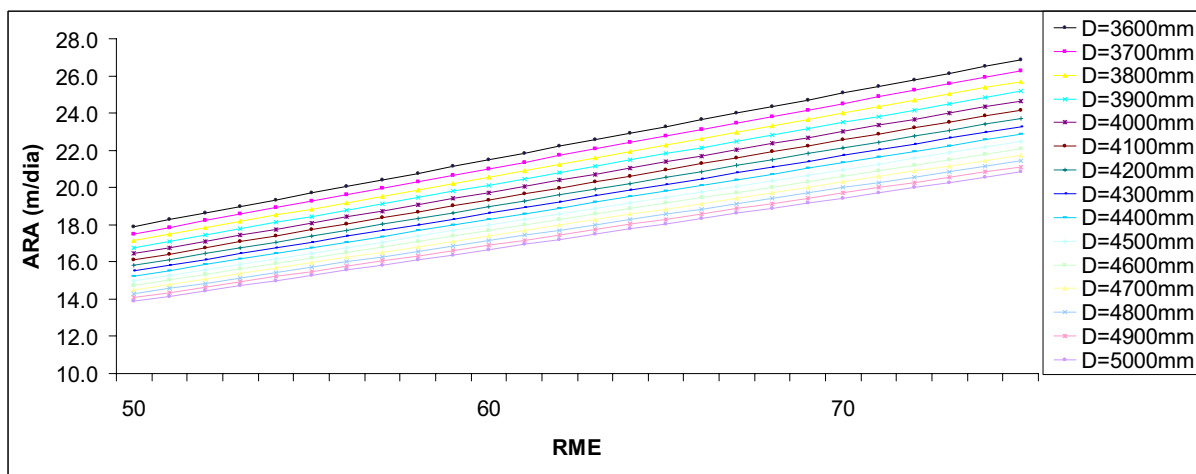


Figura 8.1 – Correlação entre ARA (m/dia) e RME para os distintos diâmetros de escavação possíveis para a galeria do Aproveitamento Hidroelétrico de Cativelos.

Em resumo e, para maior comodidade de análise, apresentam-se no quadro 8.5 os valores da ARA para a zona geológica ZG1 e para a zona geológica ZG2.

Quadro 8.5 – Valores da ARA (m/dia) para ZG1 e para ZG2

Diâmetro (m)	K_D	ARA (m/dia)	
		ZG1	ZG2
		RME = 59	RME = 69
3.6	1.68	21.1	24.7
3.7	1.64	20.7	24.2
3.8	1.61	20.2	23.6
3.9	1.58	19.8	23.2
4.0	1.54	19.4	22.7
4.1	1.51	19.0	22.2
4.2	1.48	18.7	21.8
4.3	1.46	18.3	21.4
4.4	1.43	18.0	21.0
4.5	1.41	17.7	20.7
4.6	1.38	17.4	20.3
4.7	1.36	17.1	20.0
4.8	1.34	16.9	19.7
4.9	1.32	16.6	19.4
5.0	1.30	16.4	19.2

8.4. VERIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DO ESCOAMENTO

O projecto de execução prevê a execução de uma galeria revestida a betão armado com diâmetro interior igual a 3.6 metros. Para esta situação, considerada a situação de referência, as condições de escoamento são a seguir estudadas.

Considerando:

- $Q = 40 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$
- $D_{\text{int}} = 3600 \text{ mm}$
- $K = 75 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ (Betão liso)

Temos que:

$$Q = U \cdot S \Leftrightarrow U = \frac{40}{\frac{\pi \cdot 3.6^2}{4}} \Leftrightarrow U = 3.93 \text{ m s}^{-1}$$

Aplicando a expressão 2.7. obtêm-se:

$$\text{Re} = \frac{UD}{\nu} \Leftrightarrow \text{Re} = \frac{3.93 \times 3.6}{1.01 \times 10^{-6}} \Leftrightarrow \text{Re} = 1.4 \times 10^7$$

A rugosidade das paredes se betão pode ser obtida por aplicação da expressão 7.4:

$$K = \frac{22.32}{D^{1/6}} \cdot \log\left(\frac{3.7 \cdot D}{k}\right) \Leftrightarrow 75 = \frac{22.32}{3.6^{1/6}} \cdot \log\left(\frac{3.7 \times 3.6}{k}\right) \Leftrightarrow k = 0.92 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Para definir as condições de escoamento é importante calcular a relação k/D :

$$\frac{k}{D} = \frac{0.92 \times 10^{-3}}{3.6} = 2.55 \times 10^{-4}$$

Consultando o Diagrama Universal (erradamente também designado por Diagrama de MOODY), pode concluir-se que o escoamento se processa em regime turbulento rugoso, como de resto seria esperado.

Definidas as condições de escoamento, torna-se necessário quantificar o valor da perda de carga contínua ao longo da galeria. Por aplicação da expressão 2.12. temos que:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k/D}{3.7} \Leftrightarrow \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{0.92 \times 10^{-3} / 3.6}{3.7} \Leftrightarrow \lambda = 0.01444$$

Pela expressão 2.5 obtém-se o valor da perda de carga contínua por unidade de comprimento:

$$j = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \Leftrightarrow j = \frac{0.01444}{3.6} \cdot \frac{3.93^2}{2 \cdot 9.81} \Leftrightarrow j = 0.00316 \text{ m/m}$$

A equação 2.2. permite-nos obter a perda de carga contínua na galeria:

$$\Delta H_c = j \cdot L \Leftrightarrow J = 0.00316 \cdot 1000 = 3.16m$$

8.5. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA GALERIA SEM REVESTIMENTO

Nesta situação, como atrás foi referido, é imposta a perda de carga máxima que pode ocorrer na galeria. O objectivo consiste então em verificar o diâmetro que é necessário escavar, isto é, qual a tuneladora a utilizar para obter uma perda de carga no limite, igual à obtida na situação de referência, sem revestir a galeria.

Quando se efectua a mesma com recurso à tecnologia das tuneladoras, a superfície rochosa de escavação é caracterizada por uma dada rugosidade, rugosidade esta que é função da tuneladora utilizada. Cada tuneladora possui um intervalo característico para quantificar o valor da rugosidade, de acordo com o acabamento que a mesma permite. Salienta-se no entanto que é sempre conveniente proceder à observação e confirmação em obra de forma a verificar a rugosidade das paredes em contacto com o escoamento.

Quando se utilizam tuneladoras TBM's, a rugosidade equivalente k , obtida na superfície rochosa de escavação situa-se em média à volta de 8 cm.

8.5.1. ABORDAGEM PRÉVIA: DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DA GALERIA COM RECURSO A GRÁFICOS

Como atrás já foi referido, a situação de referência consiste numa galeria com diâmetro igual a 3.6 m e revestida a betão armado (com $K_{\text{Manning-Strickler}}$ igual a $75 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$).

O objectivo é calcular o diâmetro da galeria a escavar em rocha para que sem revestimento, isto é, processando-se o escoamento directamente na superfície bruta de escavação, a perda de carga seja igual à da situação de referência. Nesta situação, para a gama de diâmetros em jogo, o valor do coeficiente de resistência de MANNING-STRICKLER ronda os $35 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ (note-se que $K_{\text{Manning-Strickler}}$ varia ligeiramente com o diâmetro da galeria e com a rugosidade k , como se verifica pela expressão 7.4).

Para uma primeira abordagem torna-se muito útil a consulta dos gráficos das figuras 7.1 e 7.2.

Os parâmetros a definir são:

- $K_1 = 75 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$
- $D_1 = 3.6 \text{ m}$
- $K_2 = 35 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$
- $c = K_1/K_2 = 2.1$

Consultando o gráfico da figura 7.2, obtemos D_2 igual a sensivelmente 4.6 metros.

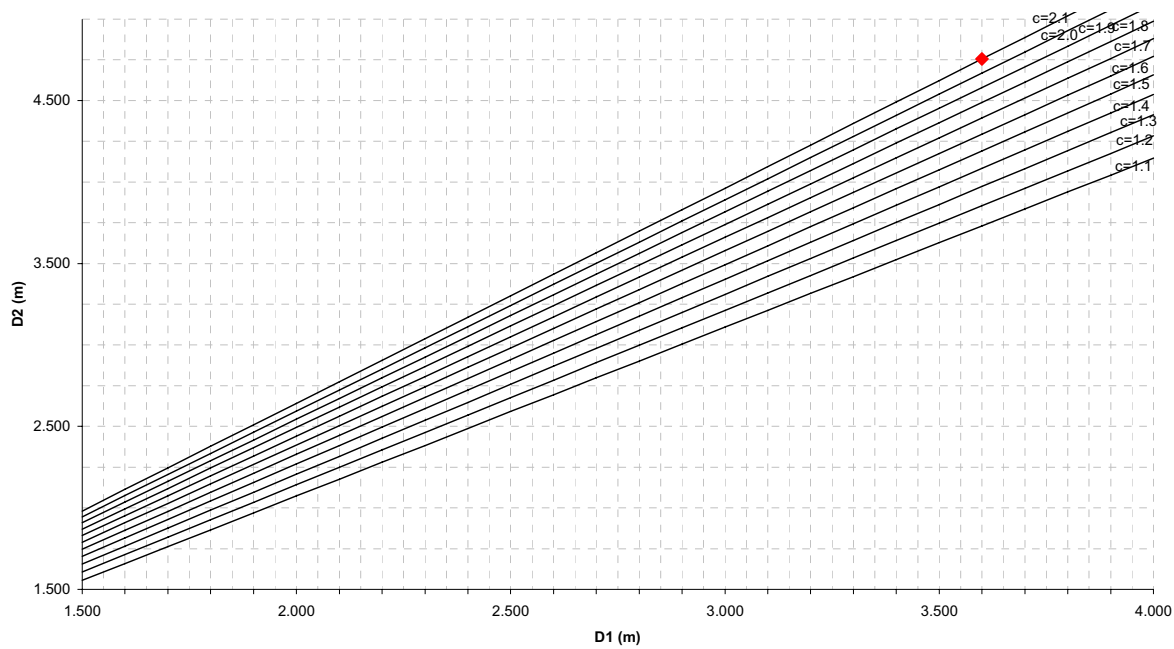


Figura 8.2 – Cálculo de D_2 com recurso a elementos gráficos.

8.5.2. VERIFICAÇÃO ANALÍTICA DO RESULTADO OBTIDO PELO MÉTODO GRÁFICO

8.5.2.1. Hipótese 1: Utilização de uma TBM com 4 metros de diâmetro

A velocidade de escoamento é igual a 3.18 m/s.

$$Q = U \cdot S \Leftrightarrow U = \frac{40}{\frac{\pi \cdot 4.0^2}{4}} \Leftrightarrow U = 3.18 \text{ m s}^{-1}$$

Aplicando a expressão 2.7. obtém-se:

$$\text{Re} = \frac{UD}{\nu} \Leftrightarrow \text{Re} = \frac{3.18 \times 4.0}{1.01 \times 10^{-6}} \Leftrightarrow \text{Re} = 1.3 \times 10^7$$

Para definir as condições de escoamento, é importante calcular a relação k/D :

$$\frac{k}{D} = \frac{8 \times 10^{-2}}{4.0} = 0.02$$

Consultando o Diagrama Universal, pode concluir-se que o escoamento continua a processar-se em regime turbulento rugoso.

Pela equação 2.12 temos que:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k/D}{3.7} \Leftrightarrow \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{8 \times 10^{-2} / 4.0}{3.7} \Leftrightarrow \lambda = 0.04864$$

A perda de carga unitária é dada pela expressão 2.5:

$$j = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \Leftrightarrow j = \frac{0.04864}{4} \cdot \frac{3.18^2}{2 \cdot 9.81} \Leftrightarrow j = 0.00628 \text{ m/m}$$

Por aplicação da equação 2.2 obtém-se a perda de carga contínua na galeria:

$$\Delta H_c = j \cdot L \Leftrightarrow J = 0.00628 \cdot 1000 = 6.28 \text{ m}$$

8.5.3.2. Hipótese 2: Utilização de uma TBM com 4.2 metros de diâmetro

A velocidade de escoamento é igual a 2.89 m/s.

$$Q = U \cdot S \Leftrightarrow U = \frac{40}{\frac{\pi \cdot 4.2^2}{4}} \Leftrightarrow U = 2.89 \text{ m s}^{-1}$$

Aplicando a expressão 2.7. obtém-se:

$$\text{Re} = \frac{UD}{\nu} \Leftrightarrow \text{Re} = \frac{2.89 \times 4.2}{1.01 \times 10^{-6}} \Leftrightarrow \text{Re} = 1.2 \times 10^7$$

Para definir as condições de escoamento é importante calcular a relação k/D :

$$\frac{k}{D} = \frac{8 \times 10^{-2}}{4.2} = 0.0191$$

Consultando o Diagrama de MOODY, pode concluir-se que o escoamento continua a processar-se em regime turbulento rugoso.

Pela equação 2.12 temos que:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k/D}{3.7} \Leftrightarrow \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{8 \times 10^{-2} / 4.2}{3.7} \Leftrightarrow \lambda = 0.04774$$

A perda de carga unitária é dada pela expressão 2.5:

$$j = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \Leftrightarrow j = \frac{0.04774}{4.2} \cdot \frac{2.89^2}{2 \cdot 9.81} \Leftrightarrow j = 0.00483 \text{ m/m}$$

Por aplicação da equação 2.2 obtém-se a perda de carga contínua na galeria:

$$\Delta H_c = j \cdot L \Leftrightarrow J = 0.00483 \cdot 1000 = 4.83 \text{ m}$$

8.5.4.3. Hipótese 3: Utilização de uma TBM com diâmetro igual a 4.5 metros

A velocidade de escoamento é igual a 2.52 m/s.

$$Q = U \cdot S \Leftrightarrow U = \frac{40}{\frac{\pi \cdot 4.5^2}{4}} \Leftrightarrow U = 2.52 \text{ m s}^{-1}$$

Aplicando a expressão 2.7. obtêm-se:

$$\text{Re} = \frac{UD}{\nu} \Leftrightarrow \text{Re} = \frac{2.52 \times 4.5}{1.01 \times 10^{-6}} \Leftrightarrow \text{Re} = 1.1 \times 10^7$$

Para definir as condições de escoamento, é importante calcular a relação k/D :

$$\frac{k}{D} = \frac{8 \times 10^{-2}}{4.5} = 0.0178$$

Consultando o Diagrama Universal, pode concluir-se que o escoamento continua a processar-se em regime turbulento rugoso.

Pela equação 2.12 temos que:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k/D}{3.7} \Leftrightarrow \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{8 \times 10^{-2} / 4.5}{3.7} \Leftrightarrow \lambda = 0.04651$$

A perda de carga unitária é dada pela expressão 2.5:

$$j = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \Leftrightarrow j = \frac{0.04651}{4.5} \cdot \frac{2.52^2}{2 \cdot 9.81} \Leftrightarrow j = 0.00333 \text{ m/m}$$

Por aplicação da equação 2.2 obtém-se a perda de carga contínua na galeria:

$$\Delta H_c = j \cdot L \Leftrightarrow J = 0.00333 \cdot 1000 = 3.33 \text{ m}$$

8.5.5.4. Hipótese 4: Utilização de uma TBM com diâmetro igual a 4.6 metros

A velocidade de escoamento é igual a 2.41 m/s.

$$Q = U \cdot S \Leftrightarrow U = \frac{40}{\frac{\pi \cdot 4.6^2}{4}} \Leftrightarrow U = 2.41 \text{ m s}^{-1}$$

Aplicando a expressão 2.7. obtêm-se:

$$\text{Re} = \frac{UD}{\nu} \Leftrightarrow \text{Re} = \frac{2.41 \times 4.6}{1.01 \times 10^{-6}} \Leftrightarrow \text{Re} = 1.1 \times 10^7$$

Para definir as condições de escoamento, é importante calcular a relação k/D :

$$\frac{k}{D} = \frac{8 \times 10^{-2}}{4.6} = 0.0174$$

Consultando o Diagrama Universal, pode concluir-se que o escoamento continua a processar-se em regime turbulento rugoso.

Pela equação 2.12 temos que:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k/D}{3.7} \Leftrightarrow \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{8 \times 10^{-2} / 4.6}{3.7} \Leftrightarrow \lambda = 0.04613$$

A perda de carga unitária é dada pela expressão 2.5:

$$j = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \Leftrightarrow j = \frac{0.04613}{4.6} \cdot \frac{2.41^2}{2 \cdot 9.81} \Leftrightarrow j = 0.00296 \text{ m/m}$$

Por aplicação da equação 2.2 obtém-se a perda de carga contínua na galeria:

$$\Delta H_c = j \cdot L \Leftrightarrow J = 0.00296 \cdot 1000 = 2.96 \text{ m}$$

8.5.6. CONCLUSÃO: RESUMO DAS PERDAS DE CARGA PARA AS DIFERENTES HIPÓTESES

O quadro 8.6 apresenta, em suma, a perda de carga para todas as situações estudadas neste capítulo. Interessa salientar que, para não ultrapassar a perda de carga calculada para a situação de referência (galeria revestida a betão armado com diâmetro interior igual 3,6 m), será necessária uma tuneladora com diâmetro igual a 4,6 metros. Nesta situação, a água é escoada directamente em contacto com a superfície rochosa de escavação, isto é, a galeria não é revestida.

Quadro 8.6 – Perda de Carga para as várias hipóteses estudadas

Diâmetro (m)	ΔH - Perda de Carga Contínua na Galeria (m)	
	Galeria revestida a betão armado	Galeria sem revestimento
3.600	3.16	
4.000		6.28
4.200		4.83
4.500		3.33
4.600		2.96

8.5.7. MUITO BREVE ABORDAGEM DE CUSTOS ENVOLVIDOS

Como já foi referido oportunamente neste trabalho, não é fácil indicar uma solução como sendo inequivocamente a solução mais económica. Isto porque a solução a adoptar está dependente de vários factores intrínsecos a cada executante da obra, mais concretamente aos métodos e recursos materiais disponíveis.

No entanto, para este caso de estudo, resolveu-se fazer uma abordagem relativamente leve para o caso de estudo da galeria da conduta sub horizontal integrante do Aproveitamento Hidroeléctrico de Cativeiros.

Considerando o preço de escavação igual a 150 €/m³, quer para escavação com recurso a explosivos, quer para escavação com recurso a tuneladora (não se consideram os custos de aquisição da tuneladora, isto é, os custos do primeiro investimento não são considerados), o preço do betão para revestir a galeria igual a 225 €/m³ e o preço das cofragens para o revestimento igual a 40 €/m² é

possível fazer uma comparação no que concerne aos custos de construção. No quadro 8.7 estão indicados todos os custos.

Quadro 8.7 – Custos construção da galeria com ou sem revestimento

	Diâmetro (m)	Custos da Escavação (€)	Custo Revestimento (€)			TOTAL €
			Cofragem	Betão	Total	
Galeria revestida a betão armado	3.6	1526814	452389	537212	989602	2516416
Galeria sem revestimento	4.6	2492854	0	0	0	2492854

Para este caso de estudo pode concluir-se que à partida, será mais vantajosa do ponto de vista económico a construção da galeria com recurso à tecnologia das tuneladoras, com um diâmetro igual a 4.6 metros, optando por não revestir tal galeria.

Adjacente ao menor custo, salienta-se a maior rapidez de execução além do facto de, se se evitar o uso de revestimento, existem vantagens do ponto de vista da drenagem da galeria.

BIBLIOGRAFIA

- TOMÁS, M.T., 1986, *Perdas de Energia em Galerias Escavadas em Rocha. Algumas Questões*, FEUP, Laboratório de Hidráulica, pp. 4 – 29.
- QUINTELA, A.C., 2007, *Hidráulica*, Fundação Calouste Gulbenkian, 10ª Edição, pp. 52-55, 137-163.
- BARBOSA, J.N., 1986, *Mecânica dos Fluidos e Hidráulica Geral*, 2ºVolume, Porto Editora, pp.526-532, 548-567.
- BARBOSA, J.N., 1986, *Mecânica dos Fluidos e Hidráulica Geral*, 1ºVolume, Porto Editora, pp.103-107.
- LEVIN, L., 1968, *Formulaire des conduites forcées oléoducs et conduits d'aération*, Dunod Paris, pp. 9-11.
- BIENIAWSKI Z.T., TAMAMES, B.C., FERNÁNDEZ, J.M.G. e HERNÁNDEZ, M.A., *El Índice de Excavabilidad del Macizo Rcoso (RME): Nueva metodologia para escoger el método óptimo de construcción de túneles*, IngeoPres, Ingeniería civil, hidráulica, urbana, geológico-minera y medioambiental, nº149, Junho 2006.
- MELLO MENDES, F., 1983, *O túnel S. Domingos-Morgavel e a geotecnia*, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Revista Geotecnia, Nº 37, Março de 1983. pp. 100-118.
- OLIVEIRA, R., 1986, *Estudos geológicos e geotécnicos para projecto de túneis*, Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Revista Geotecnia, Nº 46. Março de 1986. pp. 9-20.
- PORTO EDITORA, 1995, *Instruções para o cálculo dos honorários referentes aos projectos de obras públicas*
- BASTOS, M.J.N., 1998, *A Geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos*, pp.35-54.
- NICHOLAS, P, 1998, *Microtunneling in urban areas – Past, present and future trends*, Proceedings of the World Tunnel Congress 98 on Tunnels and Metropolises, São Paulo, Brazil. 25-30 April 1998. Balkema, Rotterdam. pp. 1020-1033.
- FERNANDÉZ GONZALÉZ, R., 1997, *Excavación con máquinas integrales: topos escudos*, Manual de túneles y obras subterráneas, Ed. C. López Jimeno, Entorno Grafico, S. L. Madrid. pp. 265-285.
- LÓPEZ JIMENO, C.; DÍAZ MÉNDEZ, B., 1997, *Classificación de los terrenos según su excavabilidad*, Manual de túneles y obras subterráneas. Ed. C. López Jimeno, Entorno Grafico, S. L. Madrid, pp. 183-210.
- SAPIGNI el al, *TBM performance estimation using rock mass classification*, 2004.
- FERREIRA LEMOS, J.M., 1976, *No domínio da Hidráulica das Rochas*. FEUP.
- http://www.a86ouest.com/a86ouest/c_3a.htm, 03 Outubro 2007.
- <http://www.rststruments.com>, 25 de Fevereiro de 2008;
- <http://www.nortunel.es>, 5 Março 2008.
- www.herrenknecht.com, 5 Março 2008.
- <http://www.lumans.com.br/cargatensao.htm>, 18 de Março 2008;
- www.getefer.com.br, 19 Abril 2008